

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta Stavební

Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Statické posouzení propustku Mattenbach

Static Assessment of the Culvert Mattenbach

Student:

Bc. Jakub Jančík

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.

Ostrava 2019

VŠB - Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

## Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Jakub Jančík**  
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství  
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika  
Téma: **Statické posouzení propustku Mattenbach**  
**Static Assessment of the Culvert Mattenbach**  
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

1. Úvod
2. Charakteristika inženýrsko-geologických a hydrogeologických poměrů předmětné lokality
3. Charakteristika konstrukce propustku
4. Výpočet zatížení klenby a stěn ostění propustku variantními postupy, srovnání výsledků
5. Modelové zhodnocení deformací a sil v původní konstrukci ostění propustku, posouzení maximálního možného oslabení klenby
6. Návrh sanace ostění propustku
7. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

1. Aldorf, J.: *Mechanika podzemních konstrukcí*. VŠB-TU Ostrava: 1999. ISBN 80-7078-695-7
2. Kolymbas, D., *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Berlin: Springer, 1997. ISBN 3-540-25196-0.
3. Szechy, J. *The Art of Tunelling*. Akademia Kiado Budapest. 1973.
4. Striegler, W. *Tunnelbau*. Berlin, 1993. ISBN 3-345-00201-9.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2019  
Datum odevzdání: 29.11.2019

---

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.  
vedoucí katedry

---

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

### **Prohlášení studenta**

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě .....

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на вѣдомі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на вѣдомі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě .....

.....

podpis studenta

## **Poděkování**

Děkuji vedoucí diplomové práce doc. RNDr. Evě Hrubéšové, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady, konzultace a čas, který mi věnovala při tvorbě této práce.

## ANOTACE

Diplomová práce se zabývá statickým posouzením propustku Mattenbach ve Švýcarsku. V úvodní části seznamuje práce s umístěním tohoto propustku a charakterizuje inženýrsko-geologické poměry dané lokality. V další kapitole je popsána konstrukce propustku a následuje výpočet zatížení variantními postupy a jejich srovnání. Modelováním v softwaru Midas GTS NX je posouzena původní konstrukce a posouzeno maximální možné oslabení klenby. Poslední částí je návrh sanace ostění propustku.

Klíčová slova: statické posouzení, Midas GTS NX, propustek, sanace

## ANNOTATION

This thesis deals with the static analysis of the Mattenbach culvert in Switzerland. The introductory part introduces the placement of this culvert and characterizes the engineering-geological conditions of the locality. The next chapter describes the design of the culvert and follows the calculation of the load by variant procedures and their comparison. Modeling in Midas GTS NX software assesses the original structure and assesses the maximum possible weakening of the arch. The last part is the design of the culvert lining.

Keywords: static analysis, Midas GTS NX, culvert, remediation

## Obsah

Seznam použitých zkratk a symbolů .....	9
1 Úvod .....	11
1.1 Situace .....	12
2 Charakteristika inženýrsko-geologických a hydrogeologických poměrů .....	13
2.1 Materiálové vlastnosti .....	15
3 Charakteristika konstrukce propustku .....	16
3.1 Stanovení materiálových vlastností .....	17
4 Výpočet zatížení klenby a stěn ostění propustku variantními postupy .....	29
4.1 Teorie Protodjakonova .....	29
4.2 Teorie Terzaghiho .....	31
4.3 Teorie Bierbaumera .....	33
4.4 Midas GTS NX .....	35
4.4.1 Metoda konečných prvků .....	35
4.4.2 Tvorba modelu .....	36
4.4.3 Materiálový model použitý ve výpočtech .....	37
4.4.4 Tvorba sítě .....	38
4.4.5 Okrajové podmínky .....	39
4.4.6 Vlastní tíha .....	39
4.4.7 Konstrukční fáze .....	39
4.4.8 Nastavení výpočtu .....	40
4.5 Stanovení zatížení v programu Midas GTS NX .....	40
4.6 Srovnání výsledků zatížení .....	41
5 Modelové zhodnocení deformací a sil v původní konstrukci ostění propustku .....	44
5.1 Posouzení maximálního možného oslabení klenby .....	47
6 Návrh sanace ostění propustku .....	53
6.1 Degradace ostění .....	53
6.2 Doporučené průzkumy na základě typu a rozsahu poškození .....	53

6.3	Možnosti sanace .....	54
6.3.1	Havarijní stav obezdívky.....	54
6.3.2	Vypadané (vydrolené) spárování .....	55
6.3.3	Vypadávající nebo uvolněné kameny.....	56
6.3.4	Plošná degradace ostění .....	57
6.4	Návrh sanace propustku Mattenbach.....	58
7	Závěr.....	60
	Seznam obrázků .....	62
	Seznam tabulek.....	64
	Seznam rovnic .....	65
	Seznam příloh.....	66
	Seznam použitých pramenů.....	67



## Seznam použitých zkratk a symbolů

B	Šířka konstrukce	[m]
$c'_k$	Efektivní soudržnost	[kPa]
$c_T'$	Součinitel tlačivosti	[-]
$c_T''$	Součinitel tlačivosti	[-]
E	Modul pružnosti	[MPa]
E	Velikost výslednic bočního tlaku	$[\frac{kN}{1m}]$
$e_1$	Boční tlak horniny v místě kaloty	[kPa]
$e_2$	Boční tlak horniny v místě počvy	[kPa]
$f_{bk}$	Pevnost v tlaku kamene	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_k$	Pevnost zdiva v tlaku	[MPa]
$f_m$	Pevnost malty v tlaku	[MPa]
$f_p$	Koeficient pevnosti horniny podle Protodjakonova	
$f_{xk1}$	Pevnost zdiva v ohybu v rovině rovnoběžné s ložnými spárami	[MPa]
$f_{xk2}$	Pevnost zdiva v ohybu v rovině kolmé k ložným spárám	[MPa]
H	Výška konstrukce	[m]
h	Výška nadloží	[m]
$h_k$	Výška horninové klenby	[m]
K	Redukční součinitel	[-]
L	Šířka horninové klenby	[m]
MKP	Metoda konečných prvků	
P	Tíha sloupce horniny nad výrubem	$[\frac{kN}{1m}]$
$P^+$	Tření na styku klínu zeminy a sloupce horniny nad výrubem	$[\frac{kN}{1m}]$

$P_1$	Aktivní tlak zeminy nad smykovou rovinou aktivního tlaku (klínu zeminy)	$\left[\frac{\text{kN}}{1\text{m}}\right]$
$Q$	Celkové zatížení stropu výrubu	$\left[\frac{\text{kN}}{1\text{m}}\right]$
$q_b$	Boční tlak horniny na 1 m výlomu	$\left[\frac{\text{kPa}}{1\text{m}}\right]$
$q_v$	Svislý tlak horniny na 1 výlomu	$\left[\frac{\text{kPa}}{1\text{m}}\right]$
$R_b$	Výslednice bočního tlaku	$[\text{kPa}]$
$\gamma_{ek}$	Objemová tíha	$[\text{kN/m}^3]$
$\gamma_\phi$	Poissonovo číslo	$[-]$
$\sigma_{\max}$	Maximální tlak na strop	$[\text{kPa}]$
$\sigma_v$	Vodorovné výpočtové zatížení	$[\text{kPa}]$
$\Phi'_k$	Efektivní úhel vnitřního tření	$[^\circ]$

## 1 Úvod

Propustek Mattenbach je stavba tunelového typu, která slouží k vedení potoka pod násypem a nachází se ve Švýcarsku. Obecně propustky jsou stavby o průměru menším než 2 m. Propustek Mattenbach je speciálním případem a řadí se mezi štoly. Klenbový propustek Mattenbach byl postaven z důvodu rozšiřující se dopravní infrastruktury v letech 1874/1875. V údolí, kde protéká potok byl z tohoto důvodu postaven propustek a nad ním vytvořen násyp. Železnice vede mezi městy Rorschach a Heiden.

Problém, který je řešen v této práci je degradující ostění stářím. Stav propustku není takový, že by v současné době docházelo k výraznějším deformacím nadloží nad propustkem, výpočty se tedy vztahují pouze na konstrukci propustku. Prvním krokem je variantními postupy výpočet zatížení a jeho porovnání. V programu Midas GTS NX je modelován jednak původní stav, ale hlavně se zjišťuje maximální oslabení klenby, které ve skutečnosti degradovalo z původních 60 cm na 40 cm.[1] Postupným modelováním, použitím metody konečných prvků (deformační metoda) se stanoví, kdy se klenba při daném variantně numericky simulovaném oslabení poruší. Napětí, které se v konstrukci od zatížení násypem nachází, je porovnáváno s výpočtovou pevností ostění v tlaku a tahu.

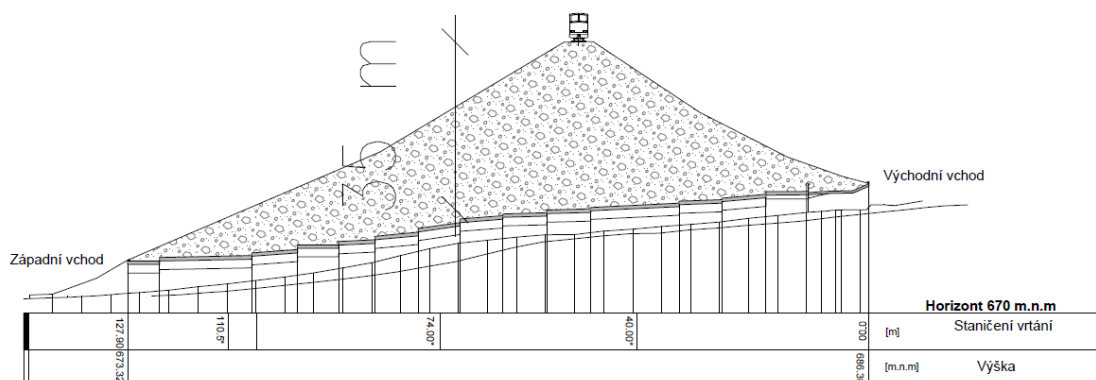
Poslední část této práce se zabývá obecně sanacemi historických tunelů se zaměřením na problematiku propustku Mattenbach. V závěru je formulován návrh sanace předmětného propustku.

## 1.1 Situace

Přibližně 9 km dlouhý potok Mattenbach, který protéká údolím leží na kantonské hranici mezi Appenzell Ausserrhoden a St. Gallen. Potok Mattenbach podchází pod železnici Rorschach-Heiden. V této oblasti při stavbě železnice Rorschach-Heiden v letech 1874/1875 byla vybudována kamenná klenba z bloků místního pískovce nad původním korytem potoka a z vytěženého materiálu se vytvořil násyp. [1]



Obrázek 1 Situace – umístění propustku [1]



Obrázek 2 Podélný řez propustkem a jeho nadloží

## 2 Charakteristika inženýrsko-geologických a hydrogeologických poměrů

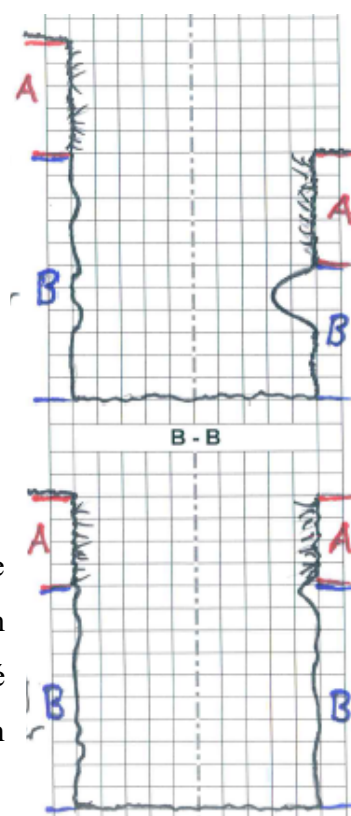
Propustek má maximální výšku nadloží 35 m, které se skládá z výkopového materiálu z doby výstavby železničního násypu se sklonem 37°. Koryto potoka Mattenbach je vytvořeno v molasové skále (slín a pískovec podzemní sladkovodní molasy). Vrstvy horniny v podloží mají sklon 30-40° na severo-severo-západ. Neexistují žádné informace o tom zda, voda z potoka prosakuje skrz skalní podloží. Na základě vrtného průzkumu se předpokládá, že spodní část propustku je založena na skále (pískovec, slín nebo slínový pískovec) spodní sladkovodní molasy. Propustek není umístěn v žádném vodním ochranném pásmu. Podle hydrogeologické mapy Švýcarska se objekt nachází v horninovém prostředí se střední až nízkou propustností. [1] Firma Amberg Engineering AG (Regensdorf) provedla v rámci průzkumu dvě kopané sondy. Sonda č.1 byla umístěna ve vzdálenosti 10 m od betonové hrany portálu ve směru toku a 1 m od kraje potoka vlevo. [2]

Humus cca. 25 cm

Suť hrubozrnný typ skládající se z molasy (skála) v kompaktním uložení, málo propustný. Ostré nebo zaoblená zrna v náhodném rozdělení

Humus cca. 20-25 cm

Suť hrubozrnný typ skládající se z molasy (skála) v kompaktním uložení, málo propustný. Ostré nebo zaoblená zrna v náhodném rozdělení



Obrázek 3 Řezy kopané sondy č.1 [2]





Obrázek 4 Fotodokumentace kopané sondy č.1 [3]

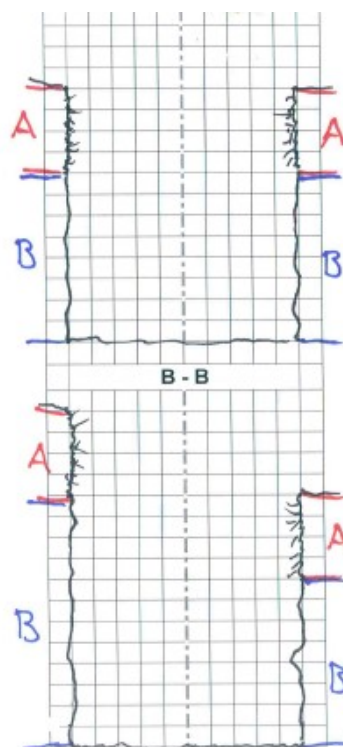
Sonda č.2 byla umístěna ve vzdálenosti 8 m od betonové hrany portálu ve směru toku a 2 m od kraje potoka vpravo. [2]

Humus cca. 20 cm

Suť hrubozrnný typ skládající se z molasy (skála) v kompaktním uložení, málo propustný. Ostré nebo zaoblená zrna v náhodném rozdělení

Humus cca. 20 cm

Suť hrubozrnný typ skládající se z molasy (skála) v kompaktním uložení, málo propustný. Ostré nebo zaoblená zrna v náhodném rozdělení



Obrázek 5 Řezy kopané sondy č.2 [2]



Obrázek 6 Fotodokumentace kopané sondy č.2 [3]

## 2.1 Materiálové vlastnosti

Tabulka 1 Materiálové vlastnosti podloží

	Objemová tíha	Efektivní soudržnost	Úhel vnitřního tření	Modul pružnosti	Poissonovo číslo
Podloží	$\gamma_{ek}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_k$ [MPa]	$\phi'_k$ [°]	E [MPa]	$\nu_\phi$
Spodní sladkovodní molasa (pískovec, slín nebo slínový pískovec)	26	0.75	37.5	10000	0.15

Tabulka 2 Materiálové vlastnosti násypu

	Objemová tíha	Efektivní soudržnost	Úhel vnitřního tření	Modul pružnosti	Poissonovo číslo
	$\gamma_{ek}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_k$ [MPa]	$\phi'_k$ [°]	E [MPa]	$\nu_\phi$
Násyp	26	0	37.5	200	0.15

Hodnoty jsou převzaty z podkladového materiálu. [1]



### 3 Charakteristika konstrukce propustku

Propustek má délku asi 126 m a má profil podkovy s proměnlivou plochou mezi 8 a 11 m<sup>2</sup>. Podle platných norem je propustek štolou (průřez <16 m<sup>2</sup>). Spodní část propustku byla postavena na skalnatém podloží potoka.



Obrázek 7 Pohled na propustek [1]

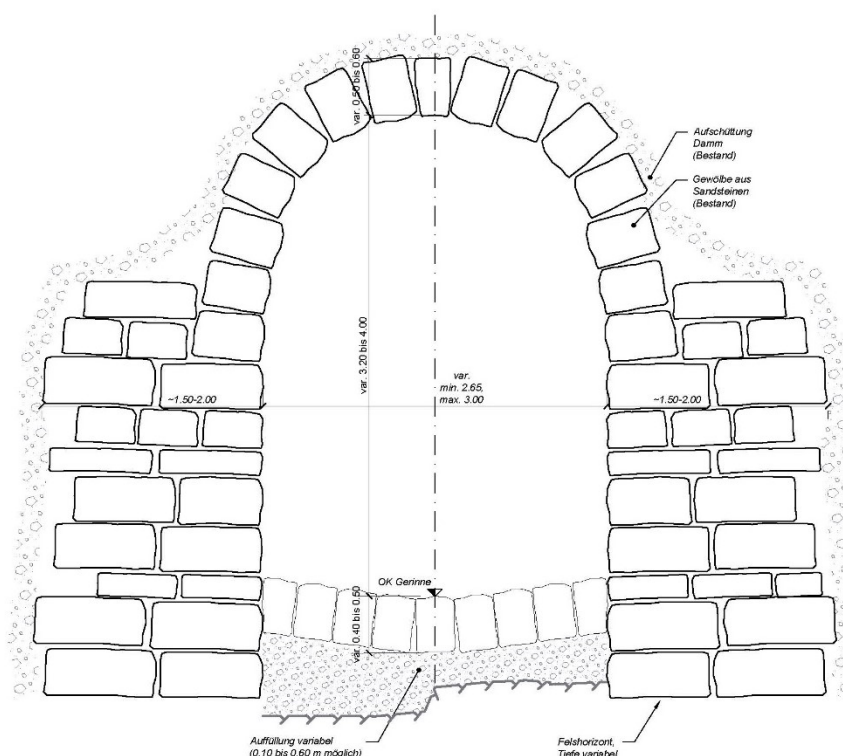
Zděné části ostění jsou vyrovnány horizontálně. Hlavní viditelné oblasti jsou po úsecích různě vyhotoveny. Jedná se o blokové kyklopské zdivo anebo blokové zdivo pokládáno ve vrstvách s viditelně křehkým povrchem. Klenba je provedena z kvádrového zdiva o tloušťce cca. 60 cm ale degradací je oslabena místy až na 40 cm. Mezi bočním ostěním a vrchní klenbou je vidět pracovní spára. Boční ostění se pohybuje v tloušťce mezi 1.5 až 2 m. Tloušťka dna je v rozmezí 0.4 až 0.6 m.



Obrázek 8 Ukázka klenby s přechodem [3]



Ke spojení mezi dnem a bočním ostěním neexistují žádné informace. Zda je spodní klenba historická, či zda byla vybudována dodatečně, není známo. Výška propustku se mění v důsledku přechodů v klenbě a dně mezi 3.2 a 4 m. V důsledku různých oprav je také světla šířka klenby mezi 2.65 a 3 m. [1]



Obrázek 9 Schématické znázornění stávajícího profilu [1]

### 3.1 Stanovení materiálových vlastností

Při plánování sanačních opatření propustku Mattenbach bylo potřeba zjistit materiálové vlastnosti stavebních materiálů. Firma Betonmann GmbH odvrtila 15 jádrových vrtů ( $\varnothing 100$  mm). Umístění jádrových vrtů, vizuální záznam a druh analýzy (pevnost v tlaku kamene, nasákavost kamene, mikroskopie) provedla firma Amberg Engineering AG (Regensburg).



Obrázek 10 Ukázka ústí vrtu [3]

Odběr vzorků z jádrových vrtů byl proveden ve třech vzdálenostech: 40 m, 74 m a 110 m od vstupu do propustku. V každém profilu bylo provedeno 5 vrtů a to 1 do klenby, 1 do bočního ostění a 3 do dna.

Jako kamenné zdivo byl použit lokální pískovec (typ Rohrschaher). V 110 m, 74.5 m i v 40 m bylo kamenné zdivo ve dně nahrazeno betonem. V oblasti klenby za zdivem, která je tvořena masivními prvky, je použit jako výplň materiál z násypu. Spodní klenba leží na výplni proměnlivé tloušťky. Za výplní vždy následuje skalní horninové prostředí.

Profil ve vzdálenosti 40 m od vstupu do propustku z východní strany:

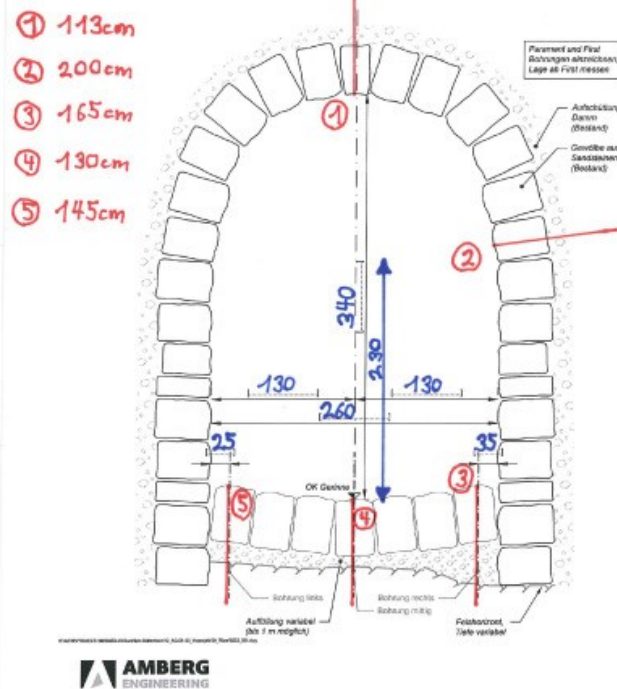
Jádrový vrt s označením 40.1 byl vyvrtán v klenbě a má délku 115 cm. Kamenné zdivo je neporušené a má tloušťku 60 cm. Výplň se skládá z hlinitého šterku.

Jádrový vrt s označením 40.2 byl vyvrtán v opěře a má tloušťku nejméně 2 m a skládá se ze dvou částí kamenného zdiva (60 cm až 100 cm). Mezi dvěma kamennými bloky je kamenná suť o tloušťce 40 cm.

Jádrové vrty s označením 40.3, 40.4 a 40.5 byly vyvrtány v spodní klenbě a ta se skládá z viditelně neporušeného pískovce (tloušťka 40-50 cm) anebo neporušeného betonu (tloušťka 30 cm). Následuje výplň písčitým šterkem (velikost zrn 0-100 mm) s různou tloušťkou mezi 30 a 80 cm. Skalní prostředí bylo zastiženo pouze u vrtů s označením 40.3 a 40.4 a je klasifikováno jako slín. [4]

# Durchlass Mattenbach

Angabe Profil .....1.....  
Angabe Tm.....40.....



Obrázek 11 Umístění jádrových vrtů ve vzdálenosti 40 m od vstupu do propustku z východní strany [2]

Fotodokumentace vrtů:



Obrázek 12 Fotodokumentace vrtného jádra s označením 40.1 [4]



Obrázek 13 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.2 [4]



Obrázek 14 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.3 [4]



Obrázek 15 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.4 [4]



Obrázek 16 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.5 [4]

Profil ve vzdálenosti 74 m od vstupu do propustku z východní strany:

Zdivo klenby (vyhodnoceno z jádrového vrtu s označením 74.1) má tloušťku 80 cm a je celkově ještě stále neporušené. Do hloubky 30 cm se vyskytují mírné trhliny. Za zdivem je lokalizována výplň náspu, která se skládá z hlinité zeminy a kamenů.

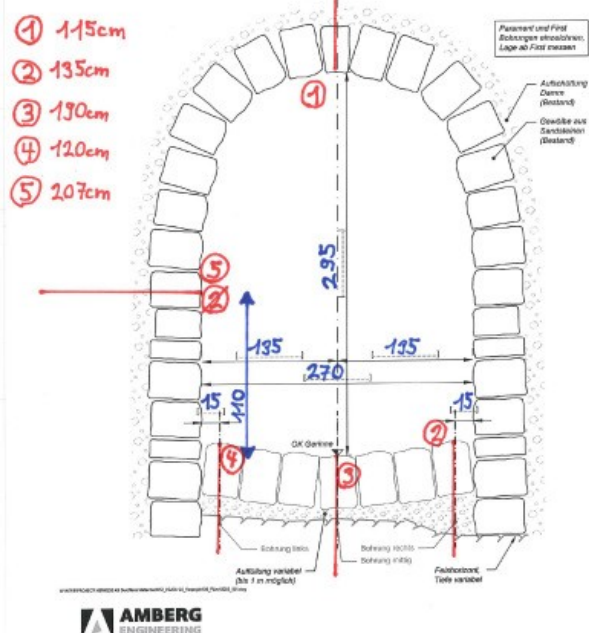
Opěra byla vyvrtána do hloubky 1.8 m a skládá se z masivního kamenného zdiva (tloušťka cca. 60-70 cm). Kamenné zdivo na viditelné ploše má po celé délce trhliny. Ostatní zdivo od hloubky 70 cm je neporušené.

Spodní klenba se skládá z neporušených pískovců. U vrtů s označením 74.2 a 74.4 byl pod pískovcem zastižen štěrkový podsyp a ten má tloušťku asi 30 cm. Uprostřed dna (vrt s označením 74.3) pod pískovcem byl asi 20 cm neporušený beton. Pod štěrkovou výplní nebo betonem je skála (pískovec). [4]

# Durchlass Mattenbach

Angabe Profil...**2**.....

Angabe Tm...**74**.....



Obrázek 17 Umístění jádrových vrtů ve vzdálenosti 74 m od vstupu do propustku z východní strany [2]

Fotodokumentace vrtů:



Obrázek 18 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.1 [4]



Obrázek 19 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.2 [4]



Obrázek 20 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.3 [4]





Obrázek 21 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.4 [4]



Obrázek 22 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.5 [4]

Profil ve vzdálenosti 110 m od vstupu do propustku z východní strany:

Klenba (jádrový vrt s označením 110.1) se skládá z uvolněného kamenného zdiva tloušťky 55 cm. Trhliny se vyskytují asi až do 40 cm hloubky vrtu. Výplň náspu za klenbou se skládá z hlinité zeminy a kamenů.

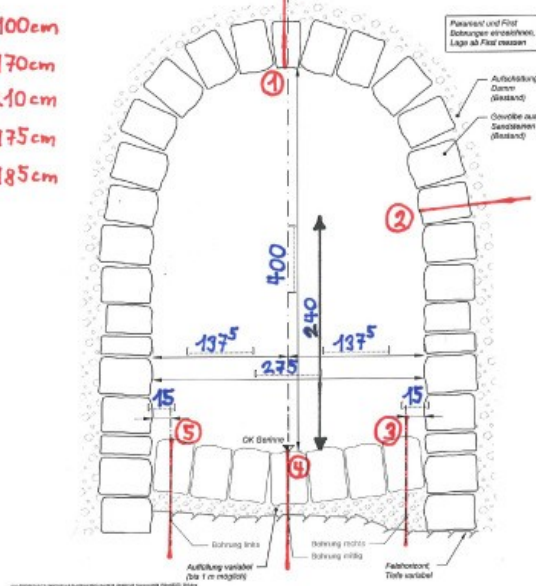
Opěra (jádrový vrt s označením 110.2) byla vyvrtána do hloubky 1.5 m. Kamenné zdivo je po celé své délce porušeno trhlinami. Jádro stěny se skládá z neporušeného, masivního, neorientovaně kladeného kamenného zdiva a drobné malty.

Spodní klenba se skládá z betonových vrstev různého stáří. Vrstva na viditelném povrchu má tloušťku 15-25 cm. Pod ní ležící spodní vrstva (tloušťka 25-45 cm) se při vrtání rozpadá. Podkladová výplň je zde spíše tenká a má tloušťku mezi 5 a 20 cm. Skalní horniny byly navrtány v hloubce 55-65 cm a jsou složeny ze z pískovce, slínu anebo slínového pískovce. [4]

# Durchlass Mattenbach

Angabe Profil 3  
Angabe Tm 110.5

- ① 100cm
- ② 170cm
- ③ 210cm
- ④ 175cm
- ⑤ 185cm



Obrázek 23 Umístění jádrových vrtů ve vzdálenosti 110 m od vstupu do propustku z východní strany [2]

Fotodokumentace vrtů:



Obrázek 24 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.1 [4]



Obrázek 25 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.2 [4]



Obrázek 26 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.3 [4]



Obrázek 27 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.4 [4]

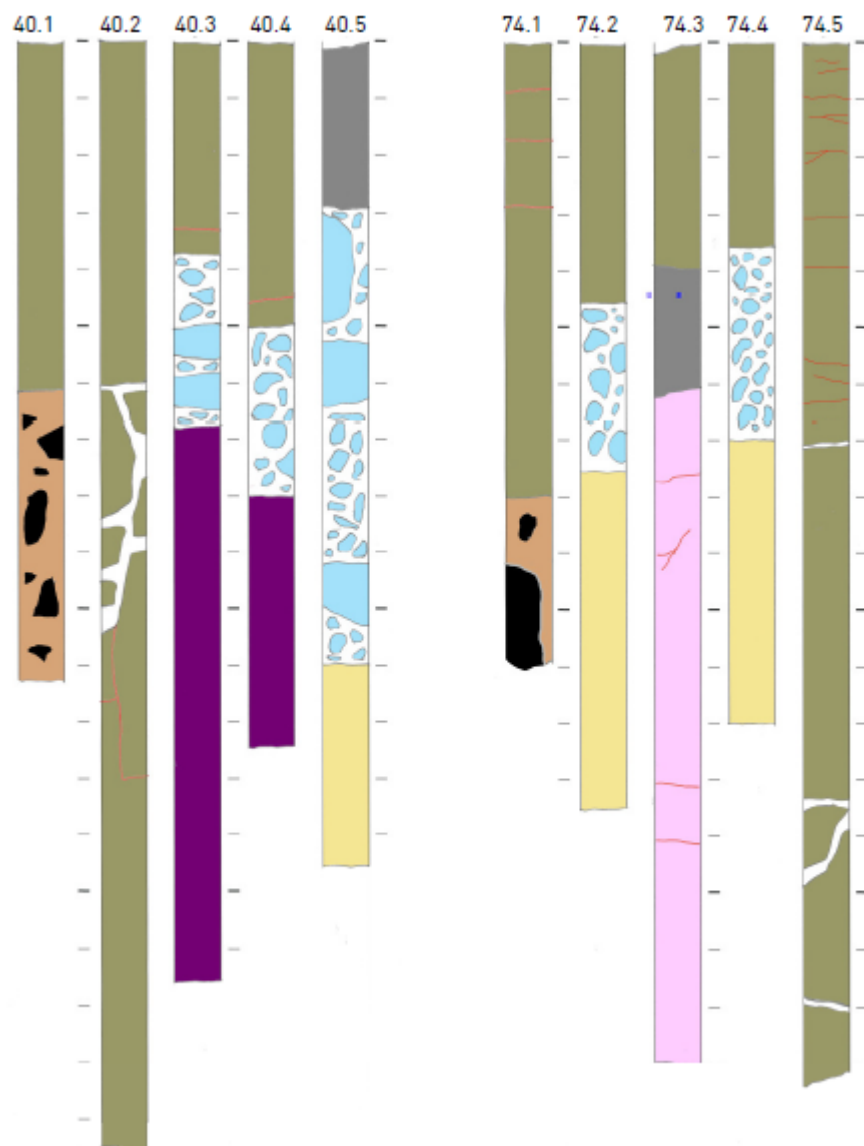


Obrázek 28 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.5 [4]

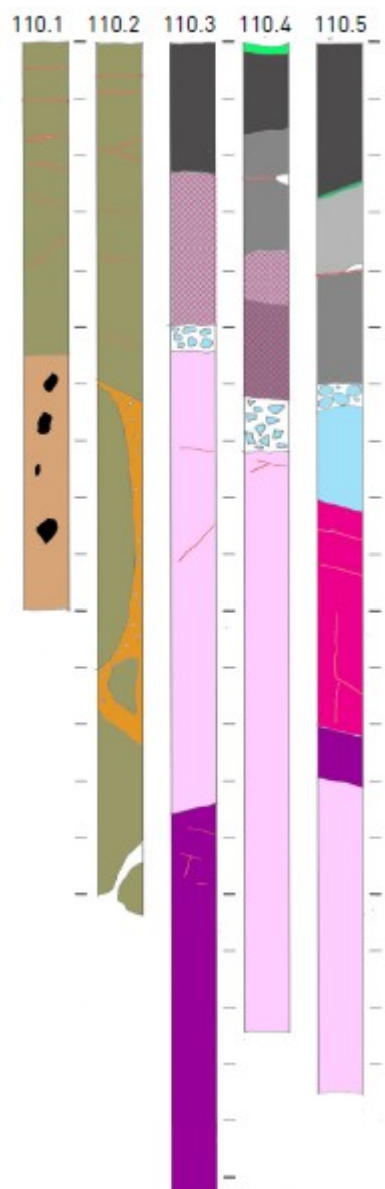
Kamenné zdivo		Skála	
	Pískovec		Pískovec
Malta			Slínový pískovec
	Drolivá		Slín
Beton			Pouze indikace vrtmistra
	2% obsahu dutin	Jiné	
	5% obsahu dutin		Dutina
	10% obsahu dutin		Trhlina
	25% obsahu dutin		Pracovní spára
	Uvolněný		Výplň násypu
	Ocelová tyč		Sypká uvolněná výplň
			Slínování

Obrázek 29 Legenda záznamu vývrtů [4]





Obrázek 30 Záznam vyhodnoceného geologického profilu v jádrových vrtech ve vzdálenosti 40 m a 74 m od vstupu do propustku z východní strany, 1 dílek = 10 cm [4]



Obrázek 31 Záznam vyhodnoceného geologického profilu v jádrových vrtech ve vzdálenosti 110 m od vstupu do propustku z východní strany, 1 dílek = 10 cm [4]

Laboratorními zkouškami byly stanoveny průměrné pevnosti v tlaku.

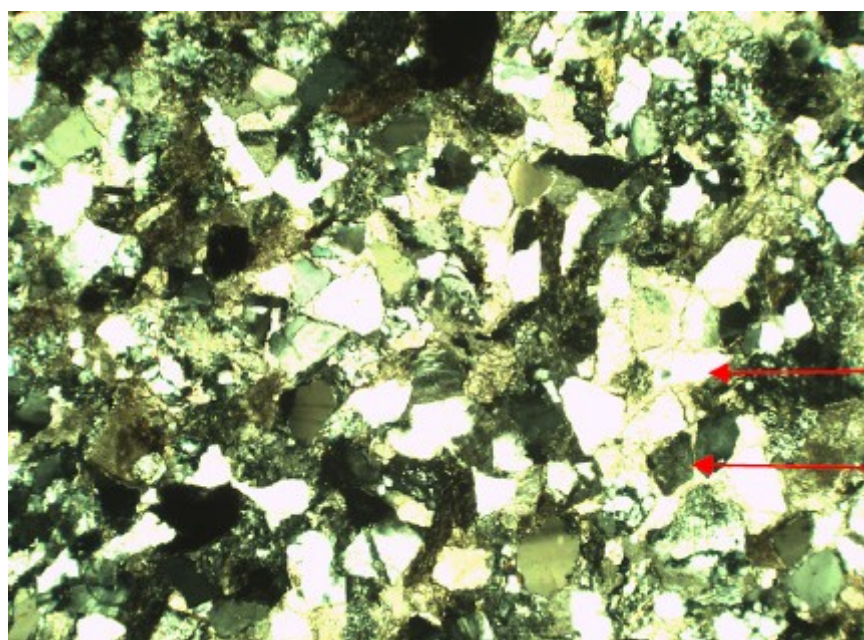
Tabulka 3 Vlastnosti pískovcových kamenů

Stavební bloky zdiva	Pevnost v tlaku	Objemová tíha
	$f_{bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{ek}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Pískovec neporušený	106.92	24.7
Pískovec porušený	87.44	24.7

Mikroskopicky se neporušený pískovec skládá z jemnozrnného křemene a lithiových fragmentů, které jsou zcela cementovány vápenatým cementem. Lze jej tedy klasifikovat

jako deskový pískovec (typ Rohrschacher). Má velmi nízkou kapilární porozitu. Pevnost v tlaku dle zkoušek je pro takový přírodní kámen 106.92 MPa.

Porušený pískovec se skládá z křemene a lithiových fragmentů a vápenatého cementu. Na některých místech již není cementace dokonalá. Ve srovnání s neporušeným pískovcem ukazuje porušený pískovec vyšší obsah lithiových fragmentů a uhličitanu a lze jej označit za deskový pískovec. Průměrná pevnost v tlaku 87.44 MPa je ve srovnání s neporušeným pískovcem nižší. Absorpce vody a cykly zmrazení a rozmrazení způsobily, že se kameny po více než 100 letech odlouply. Uvolnění struktury vede k tvorbě pórů, což vede ke zvýšené absorpci vody.



Křemen

Lithiové  
fragmenty

Obrázek 32 Mikroskopický snímek pískovce [4]

Propustek je tvořen zděnou klenbou z přírodních kamenů ve tvaru podkovy. Při průzkumném vrtání byly zkoumány rozměry zdiva a byly získány materiálové vlastnosti kamenů ostění. Díky provedenému vrtání lze předpokládat, že jde o jednoplášťové zdivo. Kamenné zdivo je spojeno maltou. Maltová spára je menší než 1 cm. [4]

Tabulka 4 Vlastnosti zděného ostění

	Objemová tíha	Efektivní soudržnost	Úhel vnitřního tření	Modul pružnosti	Poissonovo číslo
	$\gamma_{ek}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_k$ [MPa]	$\phi'_k$ [°]	$E$ [MPa]	$\nu_\phi$
Ostění	24.7	5.45	10.99	3674	0

Stanovení charakteristické pevnosti zdiva v tlaku:

$$f_k = K * f_{bk}^{0.65} * f_m^{0.25} = [MPa] \quad (3.1)$$

$$f_k = 0.45 * 75^{0.65} * 10^{0.25} = 13.24 MPa$$

Kde  $f_{bk}$  je pevnost v tlaku zdiva a  $f_m$  pevnost v tlaku malty [5]

Stanovení charakteristické pevnosti zdiva v ohybu:

a) V rovině rovnoběžné s ložnými spárami

$$f_{xk1} = 12 MPa$$

b) V rovině kolmé k ložným spárám

$$f_{xk2} = 6 MPa [1]$$

Stanovení úhlu vnitřního tření a soudržnosti, které vyplývá z linearizované Mohrovy obalové čáry:

$$\Phi'_k = \arcsin \frac{R_{tlak} - R_{tah}}{R_{tlak} + R_{tah}} = [^\circ] \quad (3.2)$$

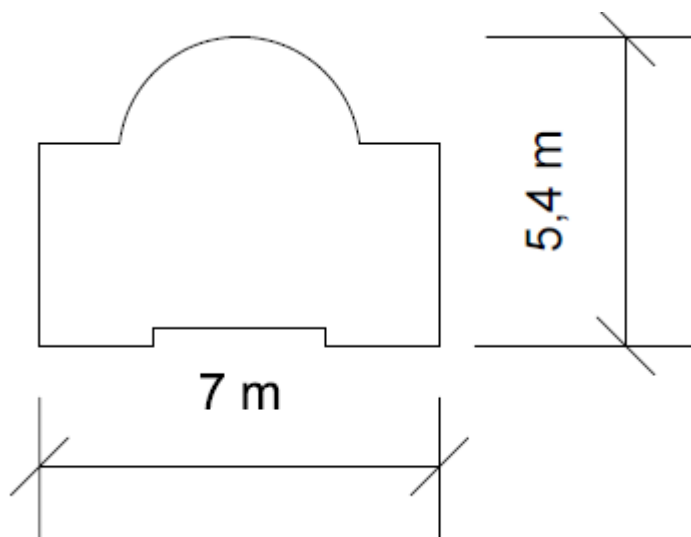
$$\Phi'_k = \arcsin \frac{13.24 - 9}{13.24 + 9} = 10.99^\circ$$

$R_{tah} = 9 MPa$  (průměrná hodnota pevnosti zdiva v tahu)

$$c'_k = tg(\Phi) * \frac{R_{tlak} * R_{tah}}{R_{tlak} - R_{tah}} = [kPa] \quad (3.3)$$

$$c'_k = tg(10.99) * \frac{13.24 * 9}{13.24 - 9} = 5450 kPa$$

## 4 Výpočet zatížení klenby a stěn ostění propustku variantními postupy



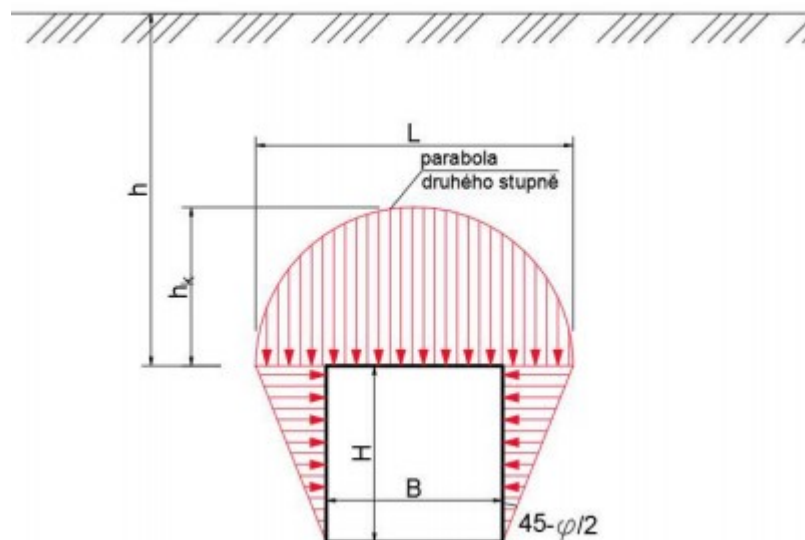
Obrázek 33 Schéma pro výpočet zatížení

### 4.1 Teorie Protodjakonova

Teorie Protodjakonova byla původně vypracována pro lichoběžníkové báňské chodby vyztužené výdřevou. Vychází z předpokladu, že horninový masív je do jisté míry nesoudržné prostředí, ve kterém se vytvoří přirozená horninová klenba parabolického tvaru. Podle této horninové klenby se okolní horniny oddělují od masivu a uvnitř této klenby se rozruší. Přirozená horninová klenba zasahuje podle horniny, ve které se nachází, v případě méně pevných hornin i do boků výrubu a vyvolává tak jejich spoluúčast na tlakových projevech horniny.

Použitelnost teorie je dána dvěma omezujícími podmínkami

- Koeficient pevnosti horniny podle Protodjakonova musí být větší než 0,3  
 $f_p = \tan \Phi = \tan (37.5) = 0,767 > f_p = 0,3 \Rightarrow$  Vyhoví
- Výška nadloží musí být větší než šířka výrubu či dvojnásobek výšky horninové klenby  
 $35 \text{ m} > 7 \text{ m} \Rightarrow$  Vyhoví a  $35 \text{ m} > 2 * 8.031 = 16.062 \text{ m} \Rightarrow$  Vyhoví [7]



Obrázek 34 Schématické zobrazení vzniku horninové klenby dle Protodjakonova [6]

Šířka horninové klenby:

$$L = B + 2 * H * \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [m] \quad (4.1)$$

$$L = 7 + 2 * 5.4 * \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 12.32 \, m$$

Výška horninové klenby:

$$h_k = \frac{L}{2 * f_p} = [m] \quad (4.2)$$

$$h_k = \frac{12.32}{2 * 0.767} = 8.031 \, m$$

Svislý tlak horniny na 1 výlomu:

$$q_v = \gamma * h_k = \left[ \frac{kPa}{1m} \right] \quad (4.3)$$

$$q_v = 26 * 8.031 = 208.806 \frac{kPa}{1m}$$

Boční tlak horniny v místě kaloty:

$$e_1 = \gamma * h_k * \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [kPa] \quad (4.4)$$

$$e_1 = 26 * 8.031 * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 50.78 \text{ kPa}$$

Boční tlak horniny v místě počvy:

$$e_2 = \gamma * (h_k + H) * tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [ \text{kPa} ] \quad (4.5)$$

$$e_2 = 26 * (8.031 + 5.4) * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 84.92 \text{ kPa}$$

Výslednice bočního tlaku:

$$R_b = \frac{\gamma * H}{2} * (2 * h_k + H) * tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [ \text{kPa} ] \quad (4.6)$$

$$R_b = \frac{26 * 5.4}{2} * (2 * 8.031 + 5.4) * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 366.402 \text{ kPa}$$

Boční tlak horniny na 1 m výlomu:

$$q_b = \frac{R_b}{H} = \left[ \frac{\text{kPa}}{1\text{m}} \right] \quad (4.7)$$

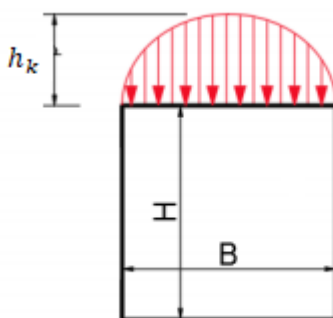
$$q_b = \frac{366.402}{5.4} = 67.85 \frac{\text{kPa}}{1\text{m}}$$

## 4.2 Teorie Terzaghiho

Použitelnost teorie je dána omezující podmínkou

- a) Výška nadloží musí být větší než součet šířky a výšky výrubu zvětšené o 50 %

$$35 > 1.5 * (7 + 5.4) = 18.6 \text{ m} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$



**Obrázek 35** Schématické zobrazení vzniku horninové klenby dle Terzaghiho [6]

Teorie klasifikuje horniny dle stupně porušení a uspořádání ploch nespojitosti (přiděluje součinitel tlačivosti  $c_T'$  anebo  $c_T''$ ) a rozděluje je do osmi kategorií a teprve pro jednotlivé

kategorie určuje velikost horninového tlaku. Násyp patří do kategorie 6. hornina celkem rozdrčená a chemicky čistá  $\Rightarrow c_T'' = 1,1$  [7]

Výška horninové klenby:

$$h_k = c_T'' * (B + H) = [m] \quad (4.8)$$

$$h_k = 1.1 * (7 + 5.4) = 13.64 \text{ m}$$

Svislý tlak horniny na 1 m výlomu:

$$q_v = \gamma * h_k = \left[ \frac{kPa}{1m} \right] \quad (4.9)$$

$$q_v = 26 * 13.64 = 354.64 \frac{kPa}{1m}$$

Boční tlak horniny v místě kaloty:

$$e_1 = 0.3 * \gamma * h_k = [kPa] \quad (4.10)$$

$$e_1 = 0.3 * 26 * 13.64 = 106.392 \text{ kPa}$$

Boční tlak horniny v místě počvy:

$$e_2 = 0.3 * \gamma * (H + h_k) = [kPa] \quad (4.11)$$

$$e_2 = 0.3 * 26 * (5.4 + 13.64) = 148.512 \text{ kPa}$$

Výslednice bočního tlaku:

$$R_b = \frac{\gamma * H}{2} * (2 * h_k + H) * tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [kPa] \quad (4.12)$$

$$R_b = \frac{26 * 5.4}{2} * (2 * 13.64 + 5.4) * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 557.92 \text{ kPa}$$

Boční tlak horniny na 1 m výlomu:

$$q_b = \frac{R_b}{H} = \left[ \frac{kPa}{1m} \right] \quad (4.13)$$

$$q_b = \frac{557.92}{5.4} = 103.32 \frac{kPa}{1m}$$



### 4.3 Teorie Bierbaumera

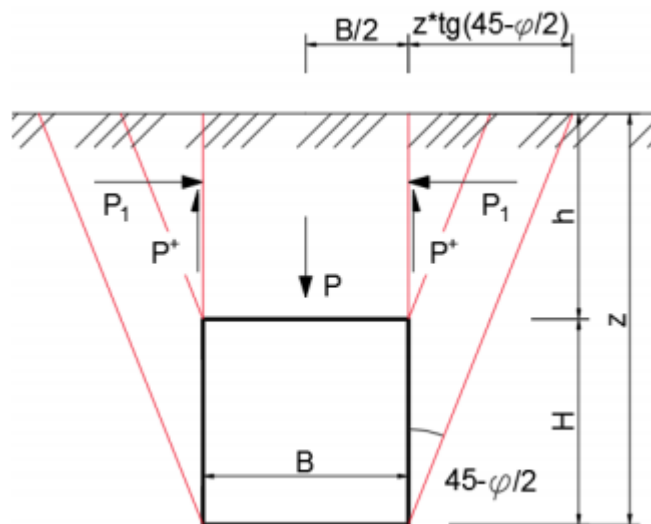
Teorie Bierbaumera je teorií pro malé nadloží, kdy se klenba přirozené rovnováhy nemůže vytvořit. Bierbaumer snižuje zatížení plnou tíhou nadloží nad výrubem o účinek tření, které vzniká podél sloupce horniny nad výrubem.

Bierbaumer určuje minimální výšku nadloží, kdy dojde k vytvoření horninové klenby, při níž se musí počítat zatížení výrubu dle jiných klenbových teorií. [7]

$$h = \frac{B}{tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) * tg(\Phi)} = [m] \quad (4.14)$$

$$h = \frac{7}{tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) * tg(37.5)} = 37.51 \text{ m} > 35 \text{ m}$$

=> Vyhoví, klenba se nevytváří, nadloží je nízké



Obrázek 36 Zatížení výrubu dle Bierbaumera [6]

Tíha sloupce horniny nad výrubem:

$$P = \gamma * h * B = \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (4.15)$$

$$P = 26 * 35 * 7 = 6370 \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

Aktivní tlak zeminy nad smykovou rovinou aktivního tlaku (klínu zeminy):

$$P_1 = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (4.16)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} * 26 * 35 * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 110.65 \frac{kN}{m}$$

Tření na styku klínu zeminy a sloupce horniny nad výrubem:

$$P^+ = P_1 * tg(\Phi) = \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (4.17)$$

$$P^+ = 110.65 * tg(37.5) = 84.9 \frac{kN}{m}$$

Celkové zatížení stropu výrubu:

$$Q = P - 2 * P^+ = \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (4.18)$$

$$Q = 6370 - 2 * 84.9 = 6200.2 \frac{kN}{m}$$

Maximální tlak na strop:

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{B} = [kPa] \quad (4.19)$$

$$\sigma_{max} = \frac{6200.2}{7} = 885.742 kPa$$

Boční tlak horniny v místě kaloty:

$$e_1 = \gamma * h * tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [kPa] \quad (4.20)$$

$$e_1 = 26 * 35 * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 221.3 kPa$$

Boční tlak horniny v místě počvy:

$$e_2 = \gamma * (h + H) * tg^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) = [kPa] \quad (4.21)$$

$$e_2 = 26 * (35 + 5.4) * tg^2 \left( 45 - \frac{37.5}{2} \right) = 255.45 kPa$$

Velikost výslednic bočního tlaku:

$$E = \frac{e_1 + e_2}{2} * B = \left[ \frac{kN}{m} \right] \quad (4.22)$$

$$E = \frac{221.3 + 255.45}{2} * 7 = 1668.625 \frac{kN}{m}$$

Vodorovné výpočtové zatížení:

$$\sigma_v = \frac{e_1 + e_2}{2} * \gamma_f = [kPa] \quad (4.23)$$

$$\sigma_v = \frac{221.3 + 255.45}{2} * 0.8 = 190.7 kPa$$

## 4.4 Midas GTS NX

Midas GTS je komplexní 2D/3D software založený na numerické metodě konečných prvků vyvinutý pro analýzu různých geotechnických úloh např. tunelů, zakládání, výkopů, vlivů důlní těžby, interakce spodní stavby s podložím, sedání, proudění podzemní vody, konsolidace a dalších. Preprocesor, postprocesor a výpočetní jádro jsou integrovány v jeden systém bez nutnosti pořízení různých modulů zvlášť pro výpočet jako jsou např. zakládání, tunely, výkopy, proudění spodní vody a dalších. [8]

### 4.4.1 Metoda konečných prvků

Nejčastěji využívaná metoda při modelování kontinua. Patří mezi metody numerické (přibližné) – přesné řešení diferenciálních rovnic u, popisujících daný inženýrský problém, je nahrazeno řešením přibližným ũ. Kontinuální oblast, na níž hledáme řešení, je při aplikaci metody konečných prvků rozdělena na dílčí podoblasti (tzv. konečné prvky). Výsledkem jsou hodnoty funkce (ve standardních geotechnických úlohách se jedná o posuny) v diskrétních bodech oblasti. Metoda je velmi univerzální, lze pomocí ní řešit úlohy z různých oblastí, zohledňuje materiálovou i tvarovou variabilitu oblastí.

Základní princip metody:

Převedení úlohy řešení parciálních diferenciálních rovnic na řešené soustavy lineárních algebraických rovnic aplikací Lagrangeova variačního principu.

$$K * u = f \quad (4.24)$$

Kde matice soustavy K (tzv. matice tuhosti) je pásová (nenulové prvky jsou soustředěny pouze v páse kolem hlavní diagonály)

u – vektor neznámých posunutí v uzlových bodech sítě

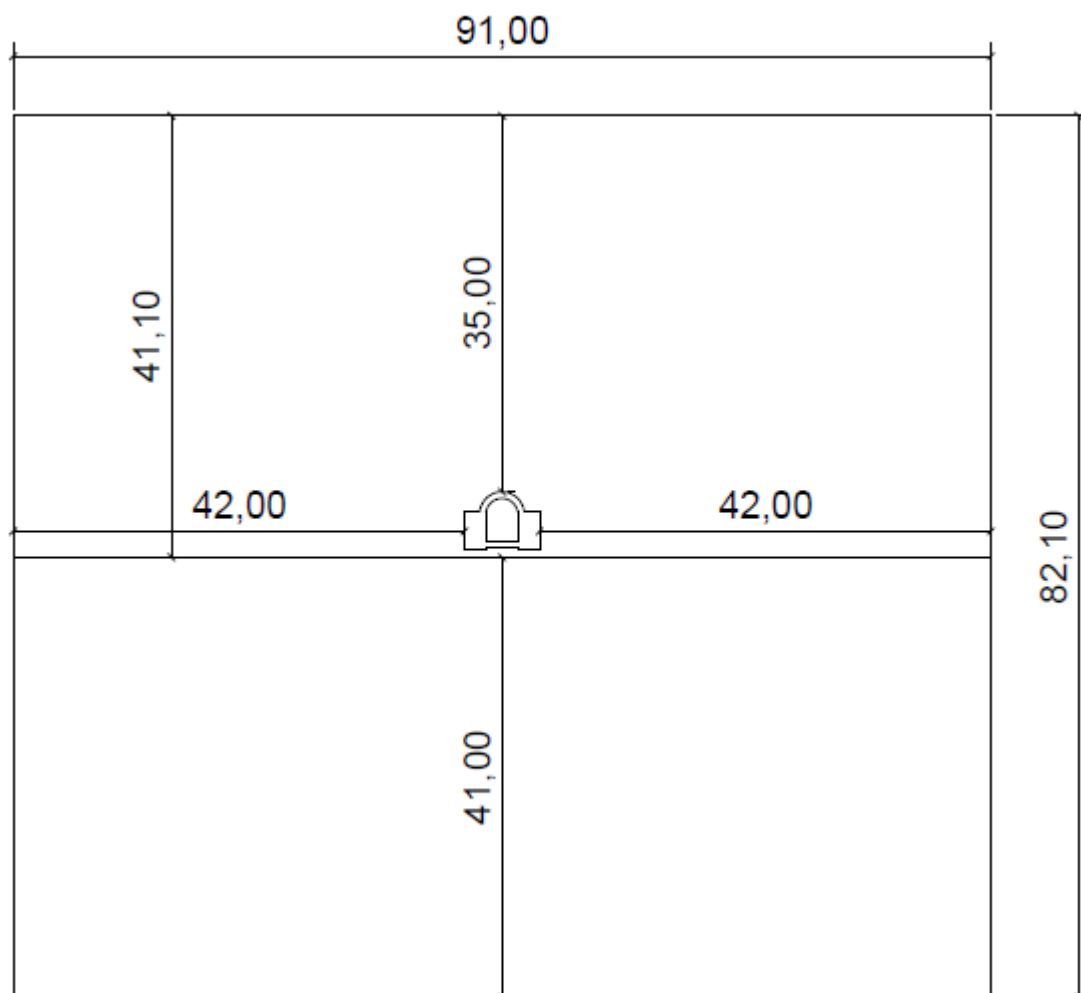
f – vektor známých sil (od vlastní tíhy, vnějšího přetížení apod.)

#### Obecný postup metody konečných prvků:

- a) Rozdělení kontinua na určitý počet konečných podoblastí (tzv. konečných prvků) – diskretizace oblasti, prvky jsou navzájem spojeny diskrétním počtem uzlů na hranici a hodnoty hledané funkce (např. posunutí) v těchto uzlech (uzlové parametry) jsou základními neznámými úlohy.
- b) Volba aproximační funkce definující jednoznačně stav posunutí uvnitř každého konečného prvku.
- c) Vyjádření poměrných přetvoření a posunů na prvku pomocí uzlových parametrů a příslušných báзовých funkcí (metoda využívá speciálních báзовých funkcí s tzv. malým nosičem – důsledkem je pásovost matice tuhosti, kdy nenulové prvky jsou soustředěny pouze v páse kolem hlavní diagonály).
- d) Vyjádření složek napětí na prvku pomocí uzlových parametrů.
- e) Vyjádření funkcionálu potenciální energie prvku pomocí uzlových parametrů prvku, stanovení lokálních matic tuhosti prvků.
- f) Sestavení celkové matice tuhosti  $K$  oblasti pomocí lokálních matic tuhosti prvků, sestavení výsledné soustavy rovnic.
- g) Řešení výsledné soustavy rovnic pro neznámé uzlové parametry (např. posuny) a vektor známých sil  $f$  (síly od vlastní tíhy, vnějšího přetížení apod.).
- h) Stanovení napětí na základě stanovených posunutí. [9]

#### **4.4.2 Tvorba modelu**

Model byl vytvořený v AutoCadu ve formátu .dxf podle doporučených rozsahů modelů pro tunelové stavby (mělké tunely) a nainportován do programu Midas GTS NX.



Obrázek 37 Modelová situace propustku a jeho okolí

Rozměry samotného propustku byly modelovány dle vrtné dokumentace a tloušťka bočních svislých stěn byla 2 m, klenby 0.6 m a počvy 0.5 m.

#### 4.4.3 Materiálový model použitý ve výpočtech

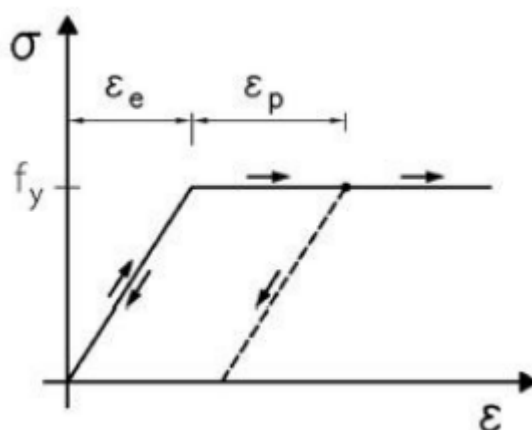
Ve výpočtech byl použit jeden materiálový model. Pro zeminu materiálový model Mohr-Coulomb a z důvodu velké tloušťky ostění byl použit i pro modelování kamenného ostění. U zeminy a kamenného ostění bylo použito drénované prostředí, protože se v horninovém prostředí dle dodaných podkladů nenachází podzemní voda.

##### 4.4.3.1 Izotropní Mohr-Coulomb

Tento ideálně pružno-plastický model bez zpevnění je nejčastěji využívaný materiálový model v geotechnické praxi. Model definujeme 5 základními charakteristikami:

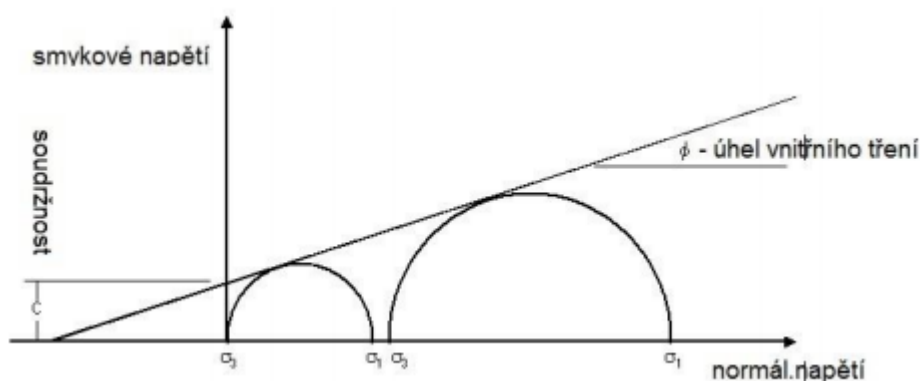
- Modul pružnosti
- Poissonovo číslo
- soudržnost
- úhel vnitřního tření

- úhel dilatance



Obrázek 38 Mohr-Coulombův model [10]

Nezohledňuje nelineární chování, uvnitř plochy plasticity předpokládá lineárně elastické chování. Nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření, uvažuje stejný modul pružnosti při zatěžování a i odlehčování.



Obrázek 39 Grafické vyjádření Mohr-Coulombovy podmínky porušení a plasticity [10]

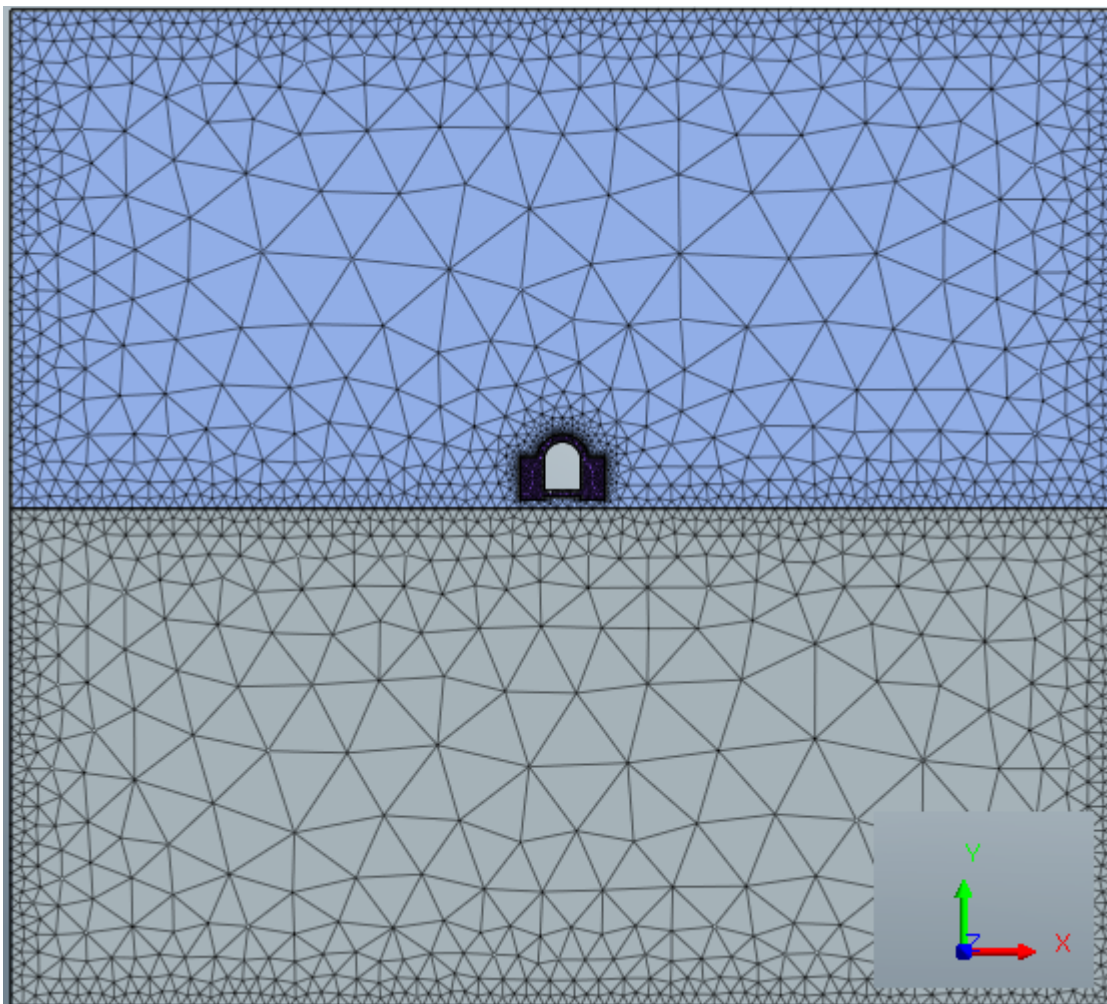
Obalová čára se vyjadřuje rovnicí:

$$\tau = \sigma * \tan(\Phi) + c \quad (4.25)$$

kde  $\Phi$  je úhel vnitřního tření materiálu a  $c$  jeho soudržnost. [10]

#### 4.4.4 Tvorba sítě

Pro tvorbu sítě bylo využito nejčastěji používaný prvek-trojúhelník s uzlovými body ve vrcholech a středech stran. V prvním kroku se síťují hrany a rozhraní geometrie, kde se později uchycují vrcholy trojúhelníka. Použito bylo prvků o rozměrech 1 m. Pro samotný propustek byla síť zhuštěna a použity rozměry 0.2 m. V druhém kroku se pro zeminu a kamenné ostění generuje 2D síť.



Obrázek 40 Ukázka 2D síť

#### 4.4.5 Okrajové podmínky

Geometrické okrajové podmínky modelu byly navoleny přes funkci Auto a tím bylo zamezeno na vertikálních hranicích posunu ve směru horizontálním a na spodní hranici modelu ve směru vertikálním i horizontálním, to odpovídá tzv. tuhé vaně.

#### 4.4.6 Vlastní tíha

V programu Midas GTS NX byl určen směr gravitace vzhledem k použitému souřadnému systému a nástroj automaticky přiřadí objektům tíhu na základě zadané objemové tíhy materiálu a gravitačního zrychlení.

#### 4.4.7 Konstrukční fáze

Program umožňuje nastavení výpočetních fází přesně tak, jak probíhala výstavba. V mém případě byly nastaveny dvě fáze. První fáze odpovídá primárnímu napětovému stavu ve skalním podloží. U této fáze jsou vynulovány primární posuny. Druhá výpočetní fáze je aktivace kamenného propustku z pískovcových kamenů a zároveň vytvoření násypu z vytěženého materiálu.

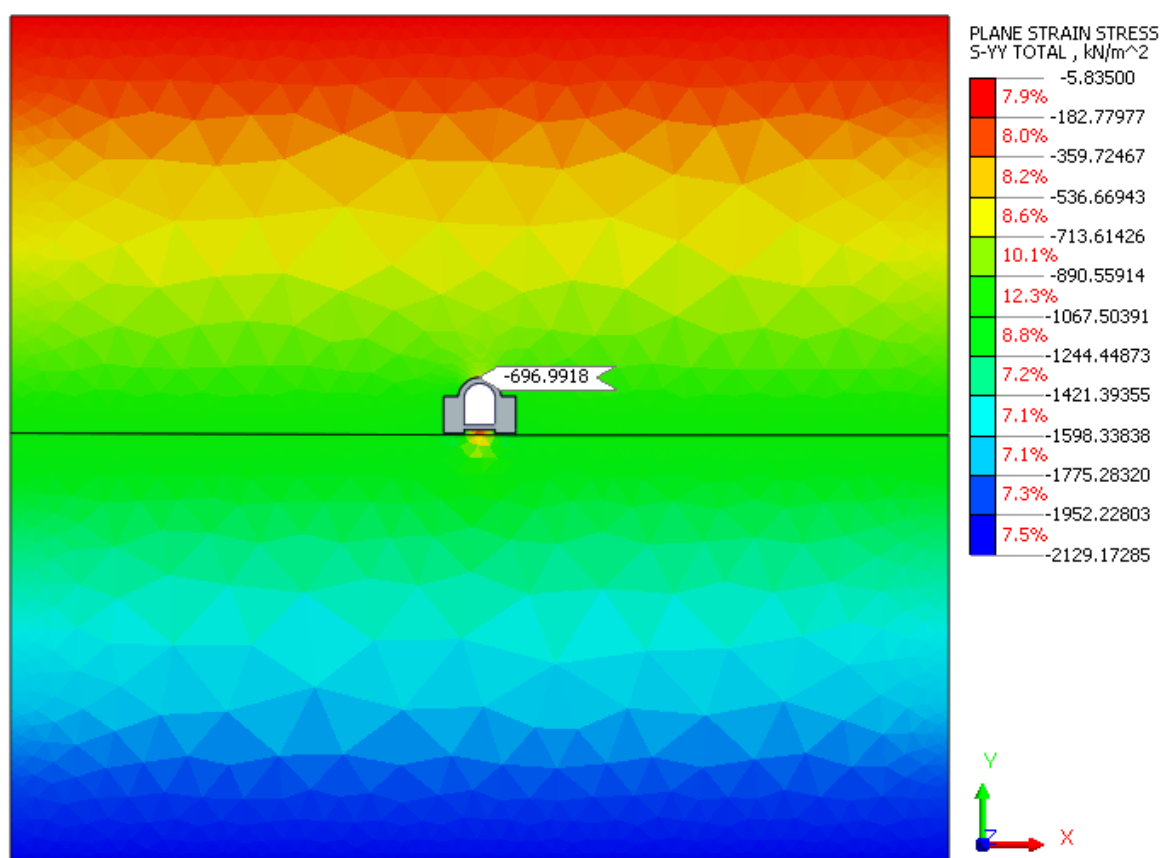
#### 4.4.8 Nastavení výpočtu

V nastavení výpočtu je potřeba aktivovat koeficient bočního tlaku, který vychází z Jákyho vztahu:

$$K_0 = 1 - \sin(\Phi) \quad (4.26)$$

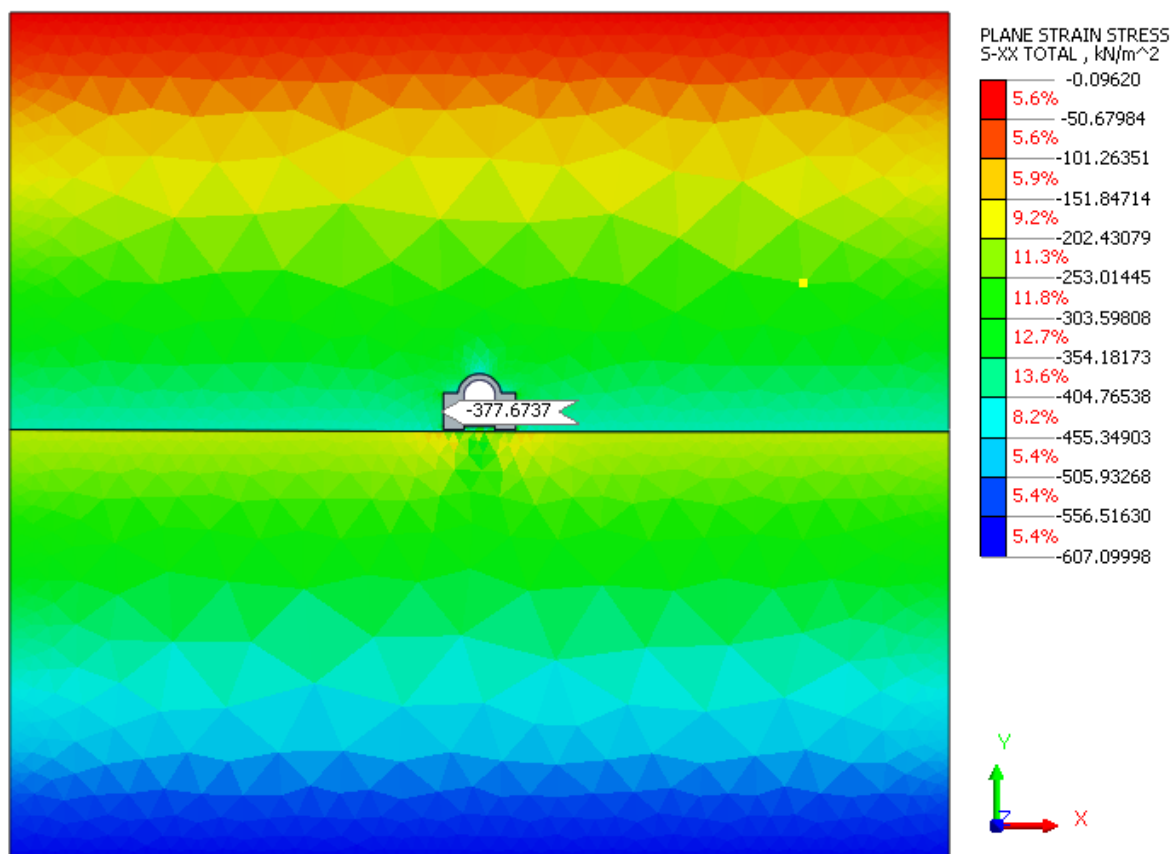
#### 4.5 Stanovení zatížení v programu Midas GTS NX

Jedním z výsledků výpočtů v programu Midas GTS NX je stanovení kontaktního, radiálního napětí na kontaktu konstrukce ostění se zásypem, což odpovídá zatížení konstrukce propustku. Výsledné svislé zatížení v klenbě propustku Midas spočítal na 696.99 kPa a výsledné boční zatížení spočítal na 377.67 kPa.



Obrázek 41 Výsledné svislé zatížení v programu Midas GTS NX





Obrázek 42 Výsledné boční zatížení v programu Midas GTS NX

#### 4.6 Srovnání výsledků zatížení

Klenbové teorie nezohledňují spolupráci s ostěním ani hloubku uložení díla kdežto metody deformační (MKP) zohledňují spolupráci ostění s okolním horninovým prostředím a hloubkou založení díla.

Rozvolněné horniny pod klenbou přirozené rovnováhy podle Protodjakonova vyvozují svislé zatížení klenby díla  $208.806 \frac{kPa}{1m}$ . Boční tlak horniny se uvažuje jako aktivní tlak zeminy na opěrnou konstrukci  $67.85 \frac{kPa}{1m}$ .

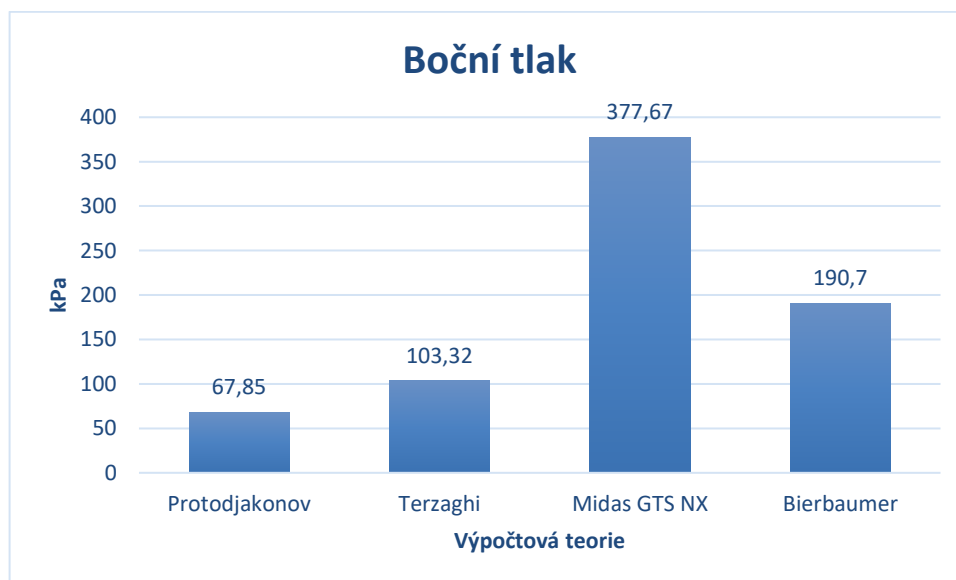
Teorie Terzaghiho určuje výšku horninové klenby empiricky v závislosti na výšce výrubu a jeho šířce. Zatížení na výstroj se stanovuje podle výšky horninového sloupce pod vzniklou horninovou klenbou. Svislé zatížení bylo vypočteno podle Terzaghiho  $354.64 \frac{kPa}{1m}$  a boční tlak horniny  $103.32 \frac{kPa}{1m}$ .

Vypočtené svislé zatížení podle Bierbaumera odpovídá hodnotě 885.742 kPa a boční tlak horniny hodnotě 190.7 kPa.

Výpočtové zatížení deformační metodou bylo stanoveno v programu Midas GTS NX metodou konečných prvků. Svislé zatížení klenby odpovídá hodnotě 696.99 kPa, a boční tlak horniny 377.67 kPa.



Obrázek 43 Výsledky svislého zatížení



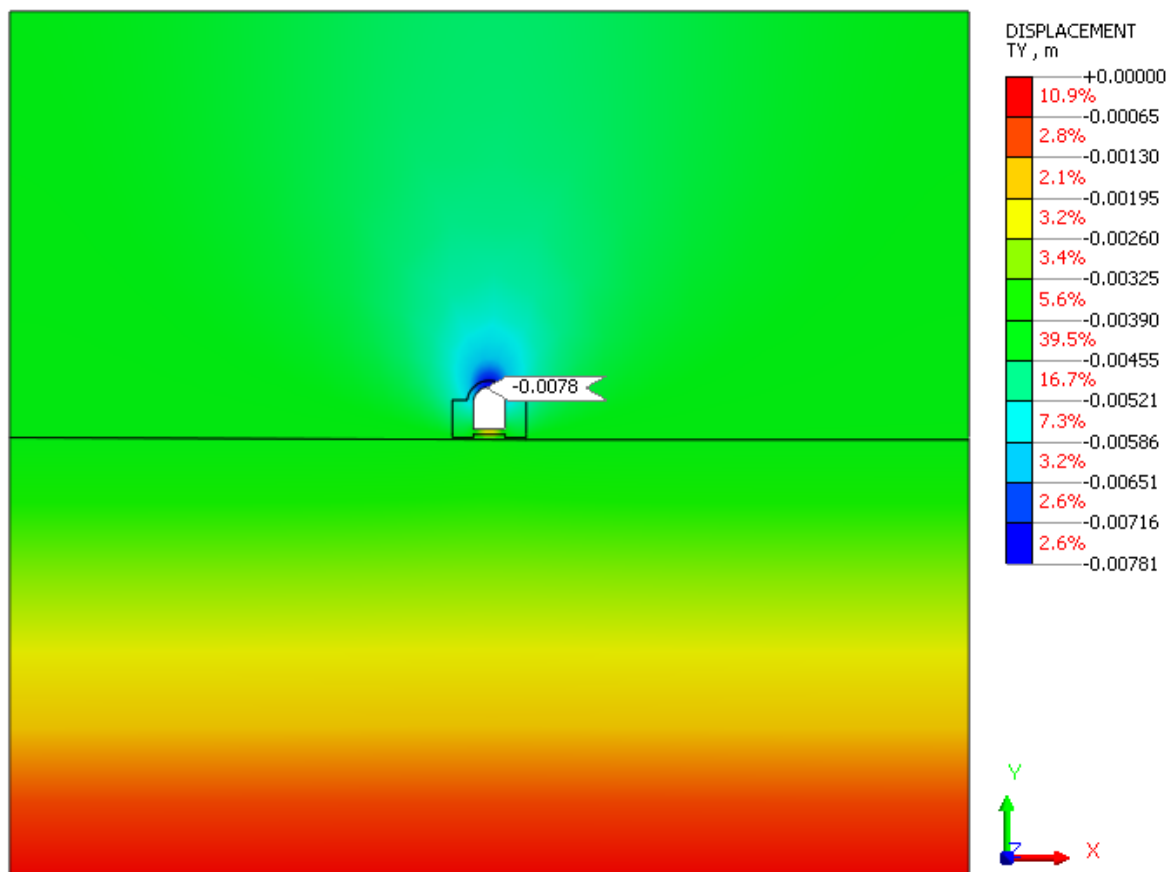
Obrázek 44 Výsledky bočního zatížení

Z hlediska svislého zatížení klenby je v tomto případě nejkonzervativnější výpočet dle Bierbaumera, nejmenší hodnoty zatížení bylo dosaženo s využitím Protodjakonovy metody.

V případě bočního zatížení je nejkonzervativnější hodnota zatížení dosažená metodou konečných prvků, nejmenší hodnoty zatížení bylo opět dosaženo s využitím Protodjakonovy metody.

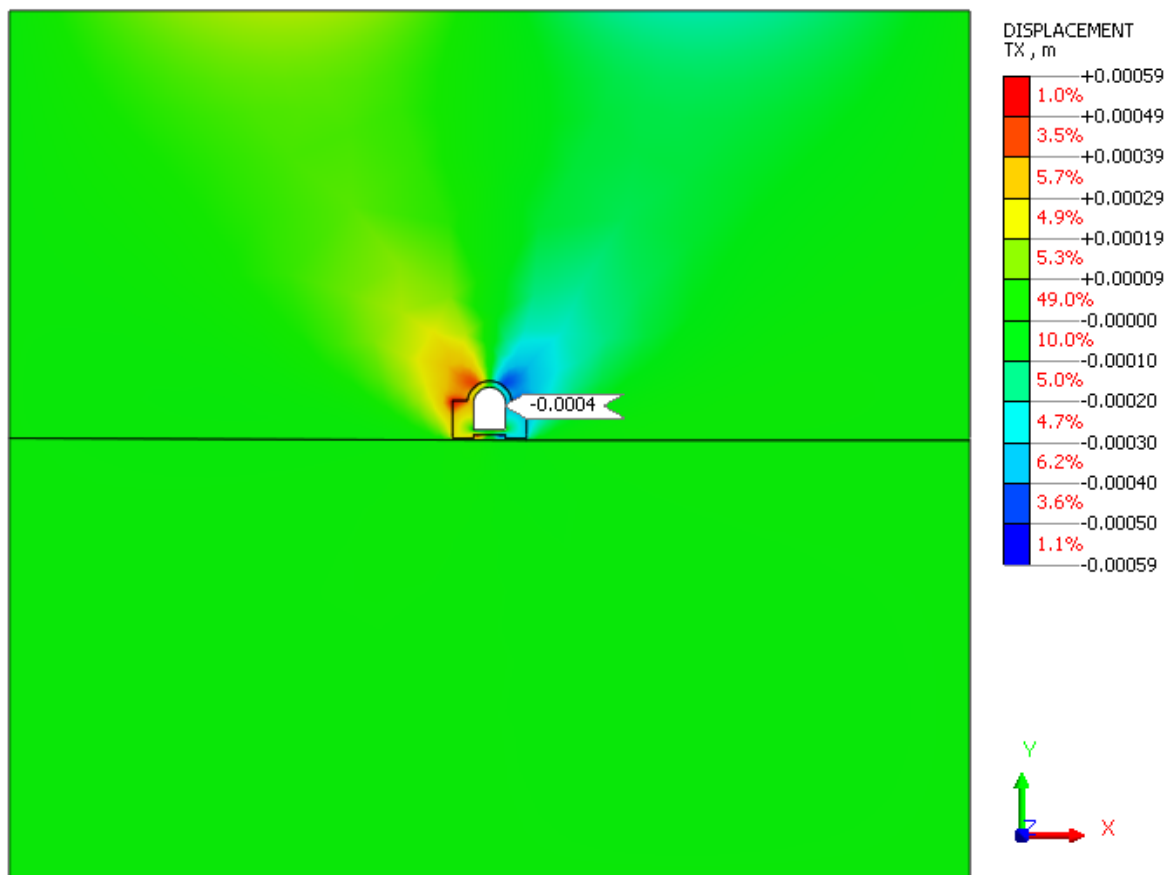
## 5 Modelové zhodnocení deformací a sil v původní konstrukci ostění propustku

Maximální svislá deformace klenby propustku byla stanovena metodou konečných prvků v programu Midas GTS NX a odpovídá hodnotě 7.8 mm. Maximální svislá deformace klenby se nachází v jejím vrcholu. Deformace je velmi malá a vypovídá o tom, že propustek je sám o sobě velmi únosný.



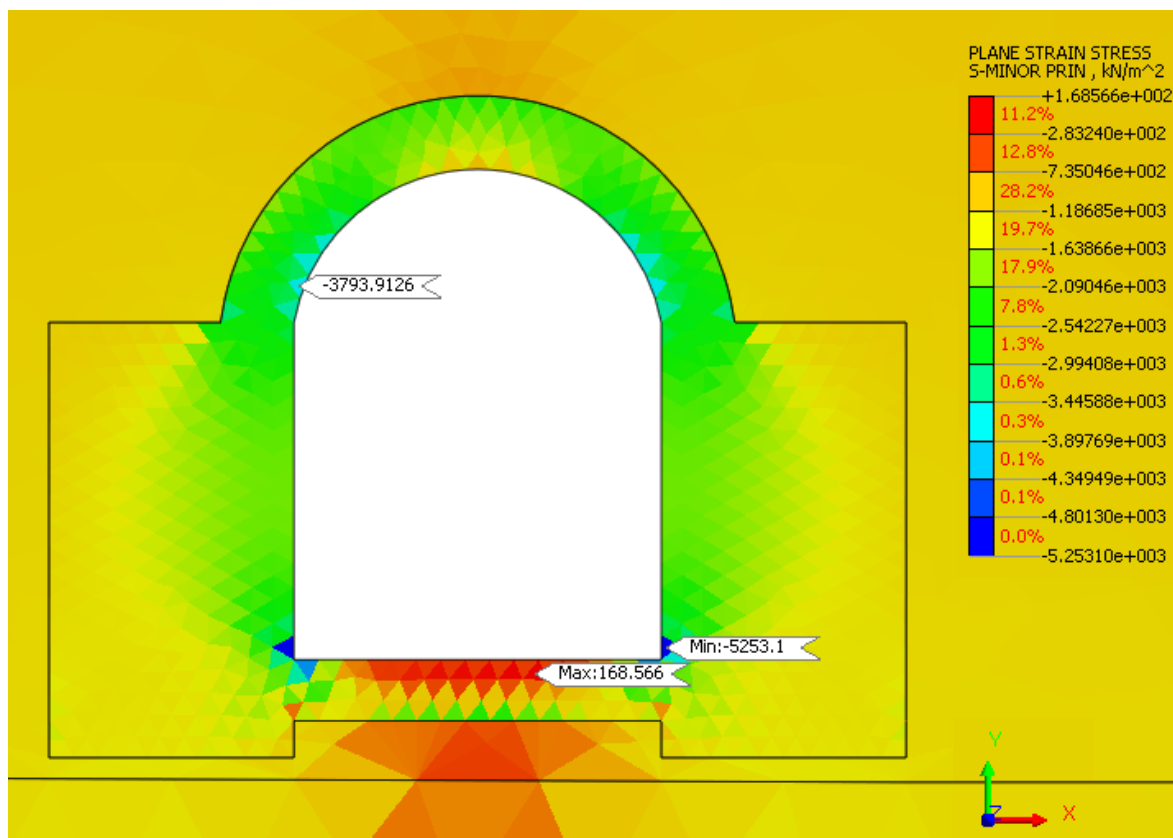
Obrázek 45 Maximální svislá deformace

Maximální boční posun ostění propustku je z důvodu jeho masivní tloušťky 2 m velmi malý a odpovídá hodnotě 0.4 mm. Tato hodnota maximálního bočního posunu se nachází v místě přechodu bočního ostění a klenby.



Obrázek 46 Maximální boční posun

Maximální napětí tahové a tlakové bylo v konstrukci vyhodnoceno s využitím funkce, která nám ukáže právě tyto maximální a minimální hodnoty, které se dále porovnávají s tlakovou a tahovou pevností zdiva. Na obrázku č.48 jde vidět nejvyšší tlakové napětí právě ve spodním rohu, tedy v místě ostrého přechodu mezi bočním ostěním a dnem propustku. Tuto modelově stanovenou koncentraci napětí lze považovat za nereálnou, neboť v reálné situaci nebude napojení bočního ostění a dna propustku pevné a bude spíše odpovídat kloubovému připojení obou částí konstrukce, což nebylo ve zjednodušeném modelu zohledněno. Proto posuzuji maximální tlakové napětí, které se vytváří v klenbě a napětí tahové ve dně propustku.



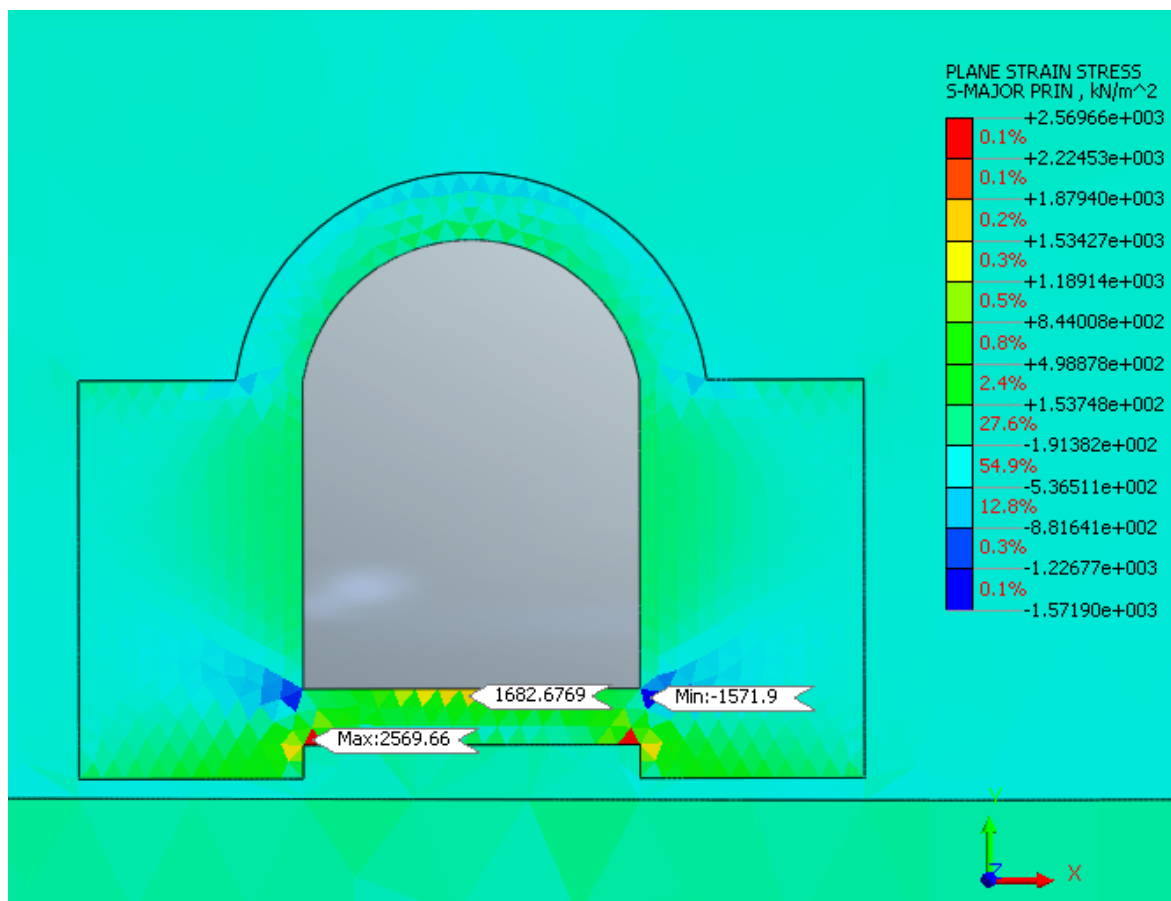
Obrázek 47 Minimální hlavní napětí v konstrukci s vyznačením maximálních a minimálních hodnot napětí (záporné hodnoty označují tlaková napětí, kladná napětí tahová)

Posouzení maximálního tlakového napětí v klenbě v původní konstrukci:

$$\sigma_{tlak} \leq f_k \quad (5.1)$$

$$3\,793.91\,kPa \leq 13\,240\,kPa \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

V původní konstrukci se nejvyšší tlakové napětí koncentruje v místě přechodu bočního ostění a klenby a odpovídá hodnotě 3 793.91 kPa. Toto napětí nepřekročí tlakovou pevnost zdiva a využití tlakové pevnosti zdiva je 28.65 %.



Obrázek 48 Maximální hlavní napětí v konstrukci s vyznačením maximálních a minimálních hodnot napětí

Posouzení maximálního tahového napětí v počvě v původní konstrukci:

$$\sigma_{tah} \leq f_{xk1} \text{ a zároveň } f_{xk2} \quad (5.2)$$

$$1\,682.67\,kPa \leq 12\,000\,kPa \text{ a zároveň } 6\,000\,kPa \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

V původní konstrukci se nejvyšší tahové napětí koncentruje uprostřed dna, které se zvedá a odpovídá hodnotě 1 682.67 kPa. Toto napětí nepřekročí tahovou pevnost zdiva v rovině rovnoběžné s ložnými spárami ani v rovině kolmé k ložným spárám a využití tahové pevnosti zdiva v rovině rovnoběžné s ložnými spárami je 14.02 % a v rovině kolmé k ložným spárám 28.04 %.

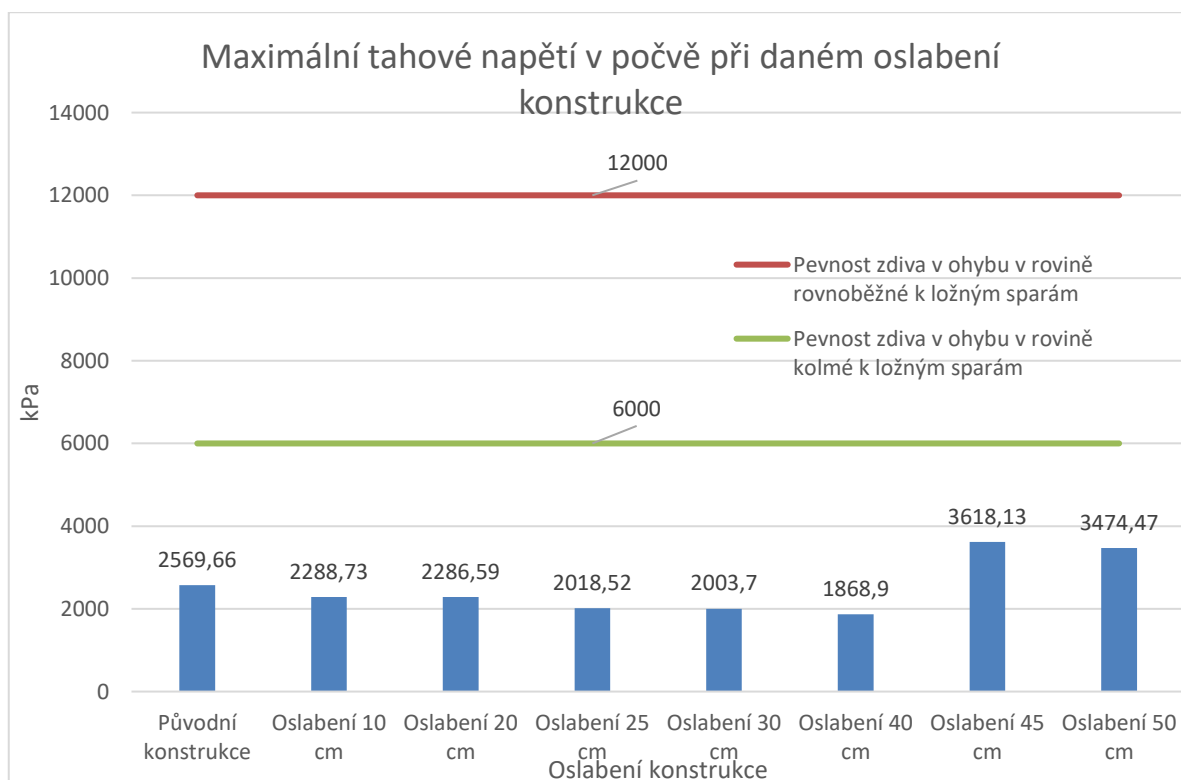
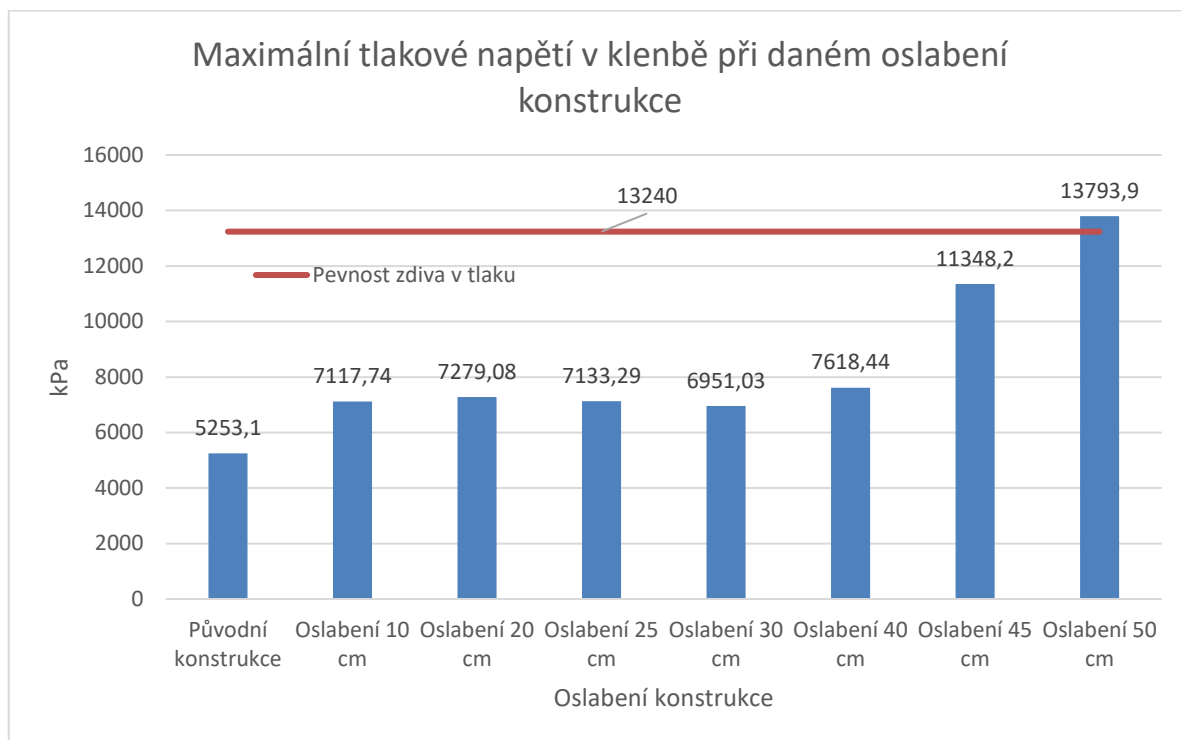
## 5.1 Posouzení maximálního možného oslabení klenby

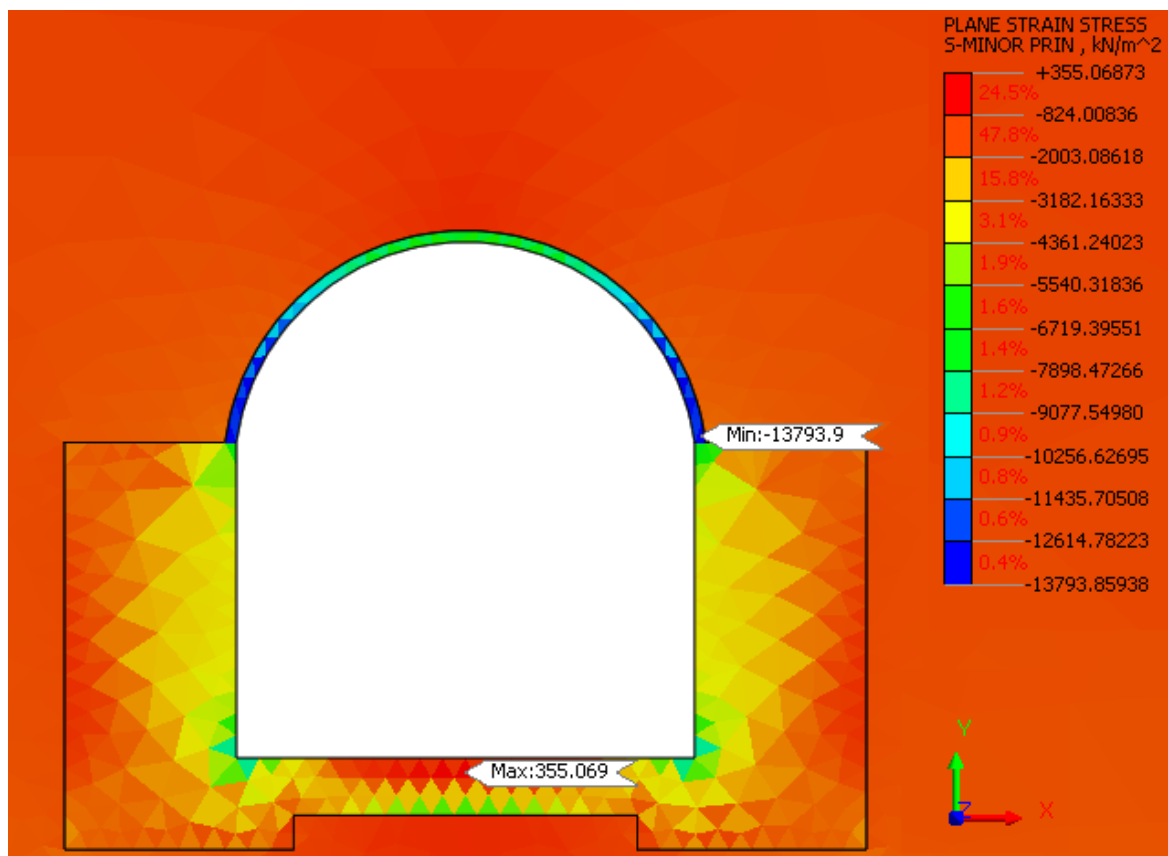
U posuzování maximálního možného oslabení klenby bylo postupováno tak, že každé oslabení bylo nakresleno v AutoCADU a importováno do Midas GTS NX. Výsledky jsou uvedeny v tabulce č.5 a jsou zde uvedeny hodnoty maximální svislé deformace, maximální tlakové napětí v klenbě a maximální tahové napětí, které se nacházelo v počvě propustku.



Tabulka 5 Výsledky modelování oslabování klenby

	Maximální svislá deformace	Maximální tlakové napětí	Maximální tahové napětí
	[m]	[kPa]	[kPa]
Původní konstrukce	0.0078	-5253.1	2569.66
Oslabení 10 cm	0.0074	-7117.74	2288.73
Oslabení 20 cm	0.0082	-7279.08	2286.55
Oslabení 25 cm	0.00865	-7133.29	2018.52
Oslabení 30 cm	0.00932	-6951.03	2003.7
Oslabení 40 cm	0.0106	-7618.44	1868.9
Oslabení 45 cm	0.0097	-11348.2	3618.13
Oslabení 50 cm	0.011	-13793.9	3474.47





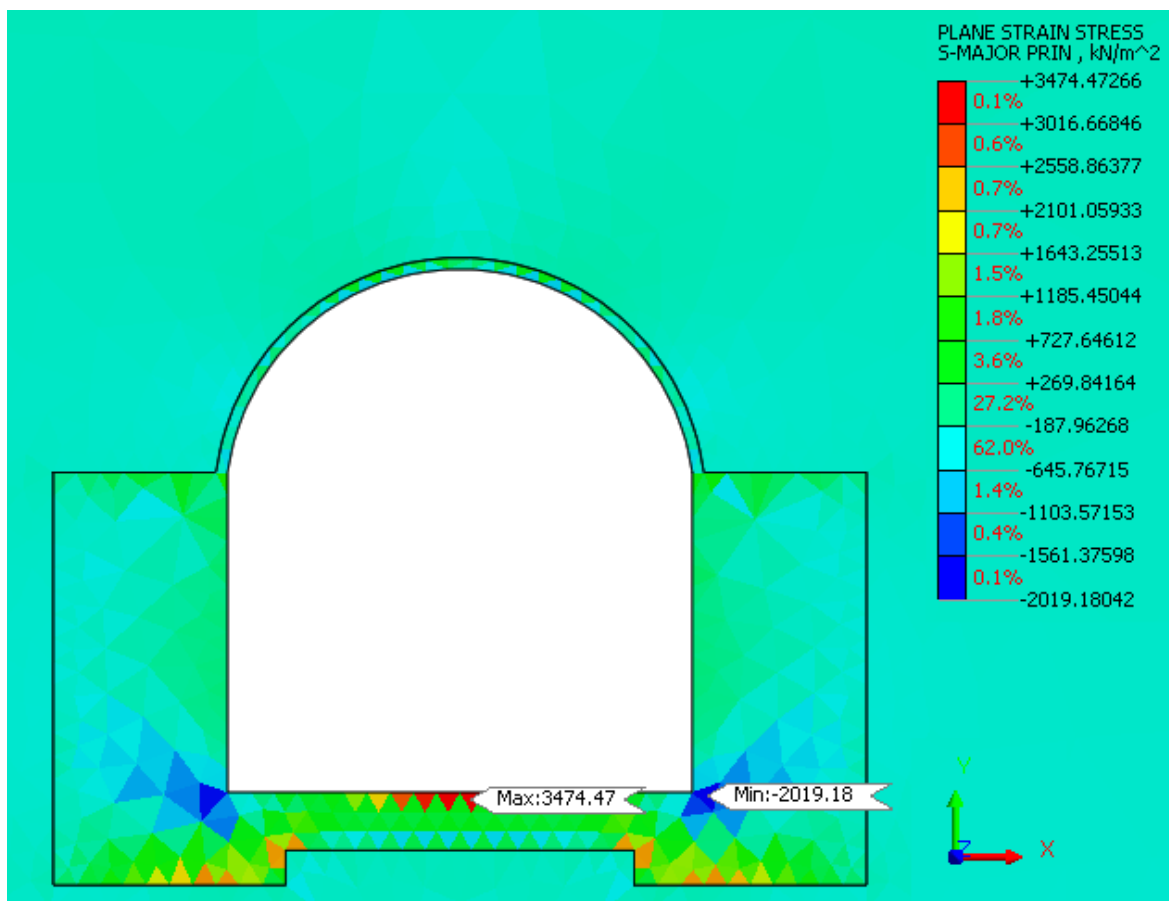
Obrázek 49 Minimální hlavní napětí (oslabení klenby 50 cm) s vyznačením extrémních hodnot tlakových a tahových napětí

Posouzení maximálního tlakového napětí v oslabené klenbě o 50 cm:

$$\sigma_{tlak} \leq f_k \quad (5.3)$$

$$13\,793.9\,kPa \leq 13\,240\,kPa \Rightarrow \text{Nevyhoví}$$

Stanovením minimálního napětí a posouzením s tlakovou pevností ostění v oslabené konstrukci o 50 cm bylo zjištěno, že konstrukce se poruší tlakem v místě přechodu bočního ostění a klenby. Minimální modelově stanovená tloušťka klenby je tedy 15 cm, aby konstrukce zůstala stabilní. Odpovídající svislá deformace tloušťky klenby 15 cm je 9.7 mm. (hodnota ve vrchole klenby).



Obrázek 50 Maximální hlavní napětí (oslabení klenby 50 cm) s vyznačením extrémních hodnot tlakových a tahových napětí

Posouzení maximálního tahového napětí v oslabené konstrukci:

$$\sigma_{tah} \leq f_{xk1} \text{ a zároveň } f_{xk2} \quad (5.4)$$

$$3\,474.47 \text{ kPa} \leq 12\,000 \text{ kPa a zároveň } 6\,000 \text{ kPa} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Stanovením maximálního napětí a posouzením s tahovou pevností ostění v oslabené konstrukci o 50 cm bylo zjištěno, že nevyšší tahové napětí se nachází ve dně propustku. Odpovídající hodnota maximálního tahového napětí je 3 474.47 kPa a posouzením toto napětí vyhoví pevnosti ostění v tahu v rovině rovnoběžné s ložnými spárami (využití 28.95 %) i v rovině kolmé k ložným spárám (využití 57.9 %).

Hodnoty oslabení konstrukce propustku byly stanovené numerickým modelem, který má určitá zjednodušení, předpokládá se kontinuální model chování modelových horninových i stavebních materiálů, homogenní izotropní materiál zásypu propustku, není uvažováno strukturní porušení okolí propustku, vypadávání kamenných bloků při vydrolení pojiva či jiném porušení blokových kontaktů, trhliny v ostění propustku, vliv podzemní vody apod. Pro zohlednění zmíněných faktorů stability a únosnosti konstrukce propustku a dosažení

vyšší vypovídající schopnosti numerického modelu, zejména s ohledem na blokovou strukturu skládající se z blokových kamenů a pojiva, by bylo nutné využít jiný typ numerické metody a rovněž jiný software (např. metodu oddělených elementů). I tento zjednodušený modelový výpočet však velmi dobře dokumentuje stabilitu konstrukcí s obloukovou klenbou a masivním bočním opěřím.

## 6 Návrh sanace ostění propustku

Typy poškození, se kterými se setkáváme v tunelech a u kterých je nutno provést průzkumné práce, projekt sanace a sanaci jsou následující:

- Statické narušení obezdívky (havárie, aktivní trhliny v materiálu ostění).
- Průsaky podzemní nebo srážkové vody z rubu na líc ostění, které navíc v zimním období způsobují vznik ledopádů a rampouchů ohrožujících provoz tunelu.
- Výluhy – důsledek vyluhujícího účinku prosakující vody.
- Velké dutiny a kaverny za ostěním – v kombinaci s geologickými poruchami a přítoky podzemní vody jsou zdrojem velkých problémů – pokud voda nemá kam odtéct, dochází k zavodnění a v zimním období k zamrznutí těchto kaveren a zvýšení zatížení ostění tunelu.
- Degradace materiálů ostění způsobené různými vlivy (klimatickými, provozem atd.).
- Koroze odhalené výztuže.
- Koroze kovových částí vystrojení tunelu.
- Nefunkční odvodňovací zařízení v rubu ostění nebo v kolejovém loži. [11]

### 6.1 Degradace ostění

K postupné degradaci ostění dochází v průběhu životnosti tunelu vždy, a to vlivem atmosférické koroze, karbonatace, působení mrazu, agresivních látek z parních nebo dieselových lokomotiv, solanky apod.

#### Doporučení:

Posoudit dosah degradace ostění vizuálně lze velmi omezeně a prakticky vždy nedostatečně. O nutnosti sanace, nebo ji naopak odmítnout či odsunout na pozdější dobu nelze bez provedení odpovídajícího průzkumu stavu a kvality obezdívky objektivně a správně rozhodnout.

Doporučuje se nasadit průzkumné práce podle potřeby a po vyhodnocení prvotních průzkumů se doporučuje nasadit průzkumné metody důkladnější. [11]

### 6.2 Doporučené průzkumy na základě typu a rozsahu poškození

Finanční náklady na potřebné průzkumy k získání dostatečných podkladů pro projektové práce se pohybují ve výši 2-5 % z budoucích nákladů na sanaci.

## Průzkumy pro projekt velkých oprav:

- Zaměření geometrie tunelu.
- Pasportizace ostění – podrobná dokumentace rozsahu poškození. Výhoda digitálního zpracování je v možnosti využít získaná data přímo pro projekt a soupis prací.
- Podrobný stavebně technický průzkum – jádrové vrty Ø50 mm přes ostění (průzkum prostor za ostěním), doplněné případně geofyzikálním měřením, jádrové vrty Ø100 mm do ostění a odběr vzorků pro laboratorní zkoušky.
- Měření trhlin a jejich sledování po dobu jednoho roku
- Kopané sondy do kolejového lože v drážních tunelech – ověření skladby a minimální tloušťky šterkového lože.
- Kopané sondy nebo jádrové vrty pro ověření skladby vozovky v tunelu a únosnosti pláně.
- Průzkum odvodňovacích zařízení. [11]

## **6.3 Možnosti sanace**

### **6.3.1 Havarijní stav obezdívky**

Havarijní stav obezdívky je takový, kdy lze očekávat v nejbližší době zřícení obezdívky nebo její významné části.

Příčiny jsou obvykle souhrn více typů poškození, tedy nekvalitní nebo zdegradovaný materiál ostění, tlak vody a ledu z rubu tunelové trouby, staticky oslabené ostění atd.

U tohoto typu poškození jsou v zásadě dva způsoby řešení – kompletní výměna obezdívky nebo vestavba nového ostění do stávajícího světlého profilu tunelu.

- a) Výměna obezdívky – v malých tunelech s malým světlym průřezem je nutné stávající obezdívku nebo její část vybourat a nahradit novou.  
Často je i nutné kotvit horninu za ostěním. Při bourání železobetonového ostění je potřeba využít těžkou mechanizaci, bourání probíhá po malých částech a materiál který je vybourán je v už nepoužitelný pro další práce. U obezdívky z cihel anebo kamenů, která je vybourána, se dá ještě využít k jiným činnostem. Výměna obezdívky je velmi časově, technicky i finančně náročná.
- b) Řešení vestavbou ke stávajícímu ostění – řešením vestavbou nového ostění, s vloženou drenáží nebo hydroizolační vrstvou je další způsob sanace havarijního stavu obezdívky.



Vestavbou nového ostění zmenšujeme světlý profil tunelu, což může vést ke snížení parametrů komunikace (omezit nákladní dopravu, snížit provozní rychlost apod.) Výhodou je, že nemusíme bourat stávající obezdívku.

- c) Plošné podchycení klenby – pro dočasné nebo trvalé přikotvení klenby se se dají využít v některých případech moderní technologie a materiály.

Pro kotvení se používají kratší tyčové prvky, respektive svorníky, lepené do vývrtu nebo injektované (injektáž cementová nebo chemická).

Materiály, které se používají k podchycení klenby jsou výztužné sítě z nekovových materiálů-prefabrikované sítě se sklolaminátových pásků. Tyto sítě se jsou k ostění přichyceny roznášecími deskami a maticemi. Sklolaminátové prvky nebo jiné nekorodující materiály nepotřebují další úpravu povrchu a nezmenšuje se světlý profil tunelu. [11]

### 6.3.2 Vypadané (vydrolené) spárování

Materiál, který se používal dříve pro spárování obezdívky byla klasická vápenná malta s plnivem z písku. Vápenná malta degraduje od líce směrem do ostění. Degradace je způsobená spolupůsobením vody a mrazu, případně zplodinami z provozu tunelu. Toto poškození z krátkodobého hlediska není rizikové, ale přináší problémy do budoucna. Spárování se postupně vydroluje a vypadává ze spár – vyjíždějí jednotlivé kameny, později ve větším rozsahu může dojít ke zhroucení klenby.

Řešením pro vypadávající spárování je hloubkové spárování. Tato technologie sestává z několika důležitých kroků a ty musí být dodrženy.

- a) Vyčištění spár – spáry, kde ještě drží spárovací malta musí být vyčištěny a vyřezány talkovou vodou na hloubku alespoň 50 mm až 100 mm. Tloušťka nového spárování musí být rovnoměrná. Aby nedošlo k vypadávání kamenů, postupujeme po menších plochách.

Spáry bez pojiva lze vyčistit jen stlačeným vzduchem.

- b) Materiál pro spárování – základní vlastnosti materiálu pro spárování jsou vodonepropustnost, objemová roztažnost (při vytvrnutí vyplní spáry).

Volbu materiálu pro spárování určujeme podle základního materiálu obezdívky. Na obezdívky z materiálu nasákavých jako je např. pískovec (dříve hodně používaný materiál kvůli své opracovatelnosti) nebo cihel, je nutné použít maltu se stejnými vlastnostmi po vytvrdnutí (částečná nasákavost). Nejvhodnější materiál pro spárování obezdívky z nasákavých materiálů je vápenná malta s plnivem z písku, s příměsí, která nám zaručí dlouhou životnost a sníženou namrzavost.

U obezdívek, kde je povrchová degradace v čase pomalejší (tvrdý kámen, betonové tvárnice), se použijí malty na bázi cementu.

Pokud by volba materiálu pro spárování nekorespondovala s materiálem obezdívky, tak by došlo k tomu, že by např. pevná kvalitní cementová malta pro zdivo z pískovce zůstala, zatím co by pískovec opadával.

- c) Spárování – spárování je možno provádět pouze při teplotách nad 5 °C bez ohledu na použitý materiál. U nižších teplot jak 5 °C nelze provádět spárování. Řešením nízkých teplot ale pouze u dlouhých tunelů je vyhřívání tunelu.

U větších ploch se zvětralým nebo vypadaným spárováním lze využít technologii strojního stříkání. Dosáhneme tím rychlejšího postupu a kvalitnějšímu vyplnění spár.

Hloubkové spárování se dá provádět i tak, že nejdříve se provede ručně nebo strojně první vrstva malty na hloubku cca 50 mm a poté se provede výplňová injektáž. [11]

### **6.3.3 Vypadávající nebo uvolněné kameny**

Vypadávající nebo uvolněné kameny z obezdívky významně ohrožují bezpečnost provozu tunelu. Samotné kameny vyjíždějí a vypadávají z důvodu vydroleného spárování v obezdívce, degradace nebo jiným poškozením samotných kamenů.

Uvedené poškození obezdívky není tak časté kvůli skladbě ostění, protože ložné spáry, které mají šířku 5-10 mm, se směrem k líci ostění svírají. Dojde pouze k vyjetí klenáku ze zdiva, protože spára se zavře a nedojde k úplnému vypadnutí kamene. (u velkých kamenů)

K vypadávání nebo uvolnění kamenů dojde i případě, když jsou kameny poškozené trhlinami nebo zvětráním. Problém nastává i když je lícová vrstva obezdívky z menších kamenů (ostění budováno ve více vrstvách kamenů po tloušťce ostění s převázáním těchto vrstev anebo byl proveden obklad těchto vrstev).

### Doporučení sanace:

Kromě provedení spárování se sanují i vypadávající kameny výměnou nejvíce poškozených částí obezdívky. Kameny lze vyřezat, strojně nebo vysokotlakým vodním paprskem a nahradit kameny ze stejného materiálu, tvárnicemi nebo zaplombovat stříkaným betonem. [11]

#### **6.3.4 Plošná degradace ostění**

- a) Povrchová degradace – k povrchové degradaci ostění dochází spolupůsobením vody a mrazu, současného průsaku vody přes ostění a případně zplodin z provozu tunelu (v minulosti parní lokomotivy, v nynější době provoz diesellových a v silničních tunelech i benzínových motorů). Dalším příčinou je agresivní působení roztoků soli (CHRL) v zimním období v silničních tunelech, které narušují krycí vrstvu výztuže.

Od těchto příčin dochází k degradaci ostění v řádově několik mm.

Řešením je odstranit hlavní příčiny degradace, a to zejména průsak vody přes ostění.

Před samotným sanováním je potřeba např. tryskáním tlakovou vodou degradované vrstvy odstranit. Pokud dojde tryskáním k odhalení výztuže, je třeba výztuž ochránit nátěry nebo nástřiky proti korozi.

Samotná sanace se provádí například stříkaným betonem, reprofilačními maltami nebo ochrannými nátěry apod.

- b) Hloubková degradace – způsobuje ohrožení stability celého tunelu nebo jeho částí. Působením výše uvedených vlivů v delší časové době dojde k hlubší degradaci materiálu a způsobí odpadávání obezdívky řádově cm až dm.

Klimatické vlivy odstranit nelze. Můžeme jen zabránit průsakům vody přes ostění.

Degradované vrstvy se odstraňují v plné hloubce – otryskáním (vysokotlaký vodní paprsek nebo pískování) nebo mechanicky (odbouráním, frézováním, řezáním).

K dorovnání tloušťky ostění se používá například stříkaný beton, litý beton anebo reprofilační malta.

Při bourání může hrozit statické narušení klenby, a proto musíme znát tloušťku původního ostění a vědět, kolik materiálu můžeme odbourat. Řešením, pokud by hrozilo statické narušení klenby je provést stabilizační opatření (kotvení, zpevňující injektáže, podskružení).

V případě bourání se provádí nová hydroizolační vrstva mezi původním a novým ostěním. Pro izolace z plastové folie se provede vyrovnávací vrstva ze stříkaného betonu. Izolační folie se nebude na rovném povrchu deformovat. Volíme mezi dvěma druhy hydroizolací v závislosti na intenzitě průsaků. Hydroizolační novou folii, která plní funkci hydroizolace i drenáže nebo standardní tunelovou hydroizolaci, jejíž jednotlivé pásy jsou k sobě vodotěsně navařovány. [11]

#### 6.4 Návrh sanace propustku Mattenbach

Návrh sanace propustku Mattenbach vychází z podkladů dodaných zadavatelem tématu práce (Amberg Engineering a.s. Brno) a vlastních modelových výpočtů, autor práce neměl možnost obhlídky na místě.

##### a) Definice cílového stavu předmětného propustku Mattenbach

Cílem sanování není primárně statický účinek stříkaného betonu zvyšováním tloušťky konstrukce, ale jen oprava a zamezení další degradace ostění, protože propustek je sám o sobě únosný.

##### b) Materiálové řešení sanace

Použitý materiál je stříkaný beton C30/37 s modulem pružnosti 32 000 MPa. Pro přikotvení výztužné kovové sítě k bočnímu ostění a klenbě se použijí roznášecí desky a matice.

Stupně vlivu prostředí vztahující se k podmínkám v propustku: XA1(chemicky agresivní prostředí), XD1(nebezpečí koroze vlivem chloridů, avšak ne z mořské vody), XC4(nebezpečí koroze vlivem karbonátů), XF3(beton vystavený mrazu a rozmrazování). Nominální překrytí výztuže  $c_{nom} = 40$  mm.

#### c) Technologický postup

Vypadávající kameny se mechanicky odstraní, mohou se vyřezat, strojně nebo vysokotlakým vodním paprskem. Povrch se očistí vysokotlakým vodním paprskem. U spár, kde, již je vypadané spárování, se může čistit jen vzduchovým tlakem. Vypadané kameny anebo vzniklé větší prostory v obezdívce se nahradí stejným materiálem se stejnými vlastnostmi. Použije se do poslední vodorovné ložné spáry expanzní malta. K bočnímu ostění a klenbě se přichytí kovová síť a propustek se zastříká 10 cm silným betonem v celé své délce. Dno propustku bude z monolitického betonu tloušťky 50 cm.

#### d) Kontrolní činnosti

- Stav a vlastnosti sanované stavební konstrukce v reálném čase, v konkrétních podmínkách a na konkrétním místě sanované konstrukce.
- Provedení potřebných úprav sanované konstrukce před vlastní sanací.
- Kvalita a návrhu odpovídající konkrétní sanační materiály a jejich příprava.
- Vlastní aplikace sanačních materiálů a správné provádění ze strany zhotovitele sanace.
- Průkazní a kontrolní zkoušky aplikovaných materiálů – laboratorní i přímo na místě.
- Ošetřování aplikovaných sanačních materiálů dle požadavků technických listů a technické legislativy obecně.
- Kontrola veškeré předepsané dokumentace z důvodu dodržení garancí.
- Kontrola a vyhodnocení dosažení nebo nedosažení požadovaného cílového stavu.

## 7 Závěr

Diplomová práce se věnovala zejména statickému posouzení propustku Mattenbach ve Švýcarsku. Dílčím cílem bylo navrhnout princip sanace degradovaného ostění. V samém začátku bylo stanoveno zatížení propustku od násypu v hloubce 35 m silovými metodami a deformační metodou konečných prvků a tyto hodnoty byly vzájemně porovnány. Nejvyšší svislé zatížení bylo vypočítáno dle Bierbaumera a odpovídá hodnotě cca 886 kPa, nejnižší hodnota svislého zatížení cca 209 kPa pak odpovídla Protodjakonově metodě. Deformační metodou konečných prvků, zohledňující deformační spolupráci konstrukce propustku s okolním horninovým prostředím, byla stanovena hodnota svislého zatížení klenby propustku cca 697 kPa.

Výsledkem modelování v programu Midas GTS NX (metoda konečných prvků) bylo zjištěno, že původní neoslabená konstrukce je velmi stabilní a její maximální svislá deformace ve vrcholu klenby odpovídá hodnotě 7.8 mm a maximální boční posun nacházející se v přechodu mezi bočním ostěním a klenbou odpovídá hodnotě 0.4 mm. Hlavní maximální tlakové napětí se nachází v přechodu bočního ostění a klenby, tahové maximální napětí vzniká v počvě díla. Hodnoty těchto napětí vyhovují výpočtovým hodnotám pevnosti zdiva v tlaku a tahu. Pevnost zdiva v tlaku je využita z 28.65 % a pevnost zdiva v tahu v rovině rovnoběžné s ložnými spárami je využita z 14.02 % a pevnost zdiva v tahu v rovině kolmé k ložným spárám je využita z 28.04 %. Tyto hodnoty nám ukazují, že propustek byl dobře navržen.

S ohledem na to, že propustek stojí už více než 100 let, začalo stářím degradovat ostění. Tato situace byla modelována v programu Midas GTS NX, tak, že byla tloušťka ostění redukována postupně o 5–10 cm, byla vyhodnocena napětí v konstrukci propustku a bylo provedeno statické vyhodnocení. Modelový výpočet dokumentoval oslabení až 50 cm, kdy už se konstrukce poruší tlakem v místech přechodu bočního ostění a klenby. Modelovým výsledkem tedy je, že klenba je ještě únosná při tloušťce 15 cm. Modelovou kvantifikaci maximálního oslabení konstrukce je však třeba hodnotit z pohledu zjednodušení modelového výpočtu, zejména s ohledem na chování skutečného materiálu propustku tvořeného bloky a spojovacími spárami a předpoklad homogenity násypového tělesa nad propustkem. K detailnější analýze chování propustku by bylo třeba využít metodu modelování diskontinua.

Samotným sanováním stříkaným betonem silným 10 cm třídy C30/37 aplikovaným v celé délce propustku bude zamezeno další degradace ostění. Vypadané kameny budou nahrazeny stejným materiálem a bude použita expanzní malta s omezeným rozpínavým

účinkem během tuhnutí, aby se po zatvrdnutí této malty v doplněné části průřezu vyvolalo dostatečné tlakové předpětí, čímž se aktivuje nové zdivo. Stříkaný beton v tomto případě nemá primárně statickou funkci, a proto není modelově analyzován statický vliv této vrstvy. Stříkaný beton se vyztuží kovovou sítí, která bude přichycena ke starému povrchu roznášecími deskami a maticemi. Dno propustku bude z monolitického betonu tloušťky 50 cm.



## Seznam obrázků

Obrázek 1 Situace – umístění propustku [1].....	12
Obrázek 2 Podélný řez propustkem a jeho nadložím .....	12
Obrázek 3 Řezy kopané sondy č.1 [2] .....	13
Obrázek 4 Fotodokumentace kopané sondy č.1 [3] .....	14
Obrázek 5 Řezy kopané sondy č.2 [2] .....	14
Obrázek 6 Fotodokumentace kopané sondy č.2 [3] .....	15
Obrázek 7 Pohled na propustek [1] .....	16
Obrázek 8 Ukázka klenby s přechodem [3] .....	16
Obrázek 9 Schématické znázornění stávajícího profilu [1] .....	17
Obrázek 10 Ukázka ústí vrtu [3] .....	18
Obrázek 11 Umístění jádrových vrtů ve vzdálenosti 40 m od vstupu do propustku z východní strany [2] .....	19
Obrázek 12 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 40.1 [4] .....	19
Obrázek 13 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.2 [4] .....	19
Obrázek 14 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.3 [4] .....	19
Obrázek 15 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.4 [4] .....	20
Obrázek 16 Fotodokumentace vrtného jádra s označením vrtu 40.5 [4] .....	20
Obrázek 17 Umístění jádrových vrtů ve vzdálenosti 74 m od vstupu do propustku z východní strany [2] .....	21
Obrázek 18 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.1 [4] .....	21
Obrázek 19 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.2 [4] .....	21
Obrázek 20 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.3 [4] .....	21
Obrázek 21 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.4 [4] .....	22
Obrázek 22 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 74.5 [4] .....	22
Obrázek 23 Umístění jádrových vrtů ve vzdálenosti 110 m od vstupu do propustku z východní strany [2] .....	23
Obrázek 24 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.1 [4] .....	23
Obrázek 25 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.2 [4] .....	23
Obrázek 26 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.3 [4] .....	23
Obrázek 27 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.4 [4] .....	23
Obrázek 28 Fotodokumentace vrtného jádra vrtu s označením 110.5 [4] .....	24
Obrázek 29 Legenda záznamu vývrtů [4] .....	24
Obrázek 30 Záznam vyhodnoceného geologického profilu v jádrových vrtech ve vzdálenosti 40 m a 74 m od vstupu do propustku z východní strany, 1 dílek = 10 cm [4].....	25

Obrázek 31 Záznam vyhodnoceného geologického profilu v jádrových vrtech ve vzdálenosti 110 m od vstupu do propustku z východní strany, 1 dílek = 10 cm [4] .....	26
Obrázek 32 Mikroskopický snímek pískovce [4] .....	27
Obrázek 33 Schéma pro výpočet zatížení .....	29
Obrázek 34 Schématické zobrazení vzniku horninové klenby dle Protodjakonova [6] .....	30
Obrázek 35 Schématické zobrazení vzniku horninové klenby dle Terzaghiho [6] .....	31
Obrázek 36 Zatížení výrubu dle Bierbaumera [6] .....	33
Obrázek 37 Modelová situace propustku a jeho okolí.....	37
Obrázek 38 Mohr-Coulombův model [10] .....	38
Obrázek 39 Grafické vyjádření Mohr-Coulombovy podmínky porušení a plasticity [10] .....	38
Obrázek 41 Ukázka 2D sítě.....	39
Obrázek 42 Výsledné svislé zatížení v programu Midas GTS NX.....	40
Obrázek 43 Výsledné boční zatížení v programu Midas GTS NX .....	41
Obrázek 44 Výsledky svislého zatížení .....	42
Obrázek 45 Výsledky bočního zatížení .....	42
Obrázek 46 Maximální svislá deformace .....	44
Obrázek 47 Maximální boční posun.....	45
Obrázek 48 Minimální hlavní napětí v konstrukci s vyznačením maximálních a minimálních hodnot napětí (záporné hodnoty označují tlaková napětí, kladná napětí tahová) .....	46
Obrázek 49 Maximální hlavní napětí v konstrukci s vyznačením maximálních a minimálních hodnot napětí .....	47
Obrázek 50 Minimální hlavní napětí (oslabení klenby 50 cm) s vyznačením extrémních hodnot tlakových a tahových napětí .....	50
Obrázek 51 Maximální hlavní napětí (oslabení klenby 50 cm) s vyznačením extrémních hodnot tlakových a tahových napětí .....	51

## Seznam tabulek

Tabulka 1 Materiálové vlastnosti podloží .....	15
Tabulka 2 Materiálové vlastnosti násypu.....	15
Tabulka 3 Vlastnosti pískovcových kamenů.....	26
Tabulka 4 Vlastnosti zděného ostění .....	27
Tabulka 5 Výsledky modelování oslabování klenby .....	48

## Seznam rovnic

(3.1) Stanovení charakteristické pevnosti zdiva v tlaku .....	28
(3.2) Stanovení úhlu vnitřního tření.....	28
(3.3) Stanovení soudržnosti .....	28
(4.1) Šířka horninové klenby dle Protodjakonova .....	30
(4.2) Výška horninové klenby dle Protodjakonova .....	30
(4.3) Svislý tlak horniny na 1 výlomu dle Protodjakonova .....	30
(4.4) Boční tlak horniny v místě kaloty dle Protodjakonova .....	30
(4.5) Boční tlak horniny v místě počvy dle Protodjakonova .....	31
(4.6) Výslednice bočního tlaku dle Protodjakonova .....	31
(4.7) Boční tlak horniny na 1 m výlomu dle Protodjakonova.....	31
(4.8) Boční tlak horniny na 1 m výlomu dle Terzaghiho.....	32
(4.9) Svislý tlak horniny na 1 m výlomu dle Terzaghiho.....	32
(4.10) Boční tlak horniny v místě kaloty dle Terzaghiho .....	32
(4.11) Boční tlak horniny v místě počvy dle Terzaghiho .....	32
(4.12) Výslednice bočního tlaku dle Terzaghiho .....	32
(4.13) Boční tlak horniny na 1 m výlomu dle Terzaghiho.....	32
(4.14) Minimální výška nadloží dle Bierbaumera.....	33
(4.15) Tíha sloupce horniny nad výrubem dle Bierbaumera.....	33
(4.16) Aktivní tlak zeminy nad smykovou rovinou aktivního tlaku (klínu zeminy) dle Bierbaumera .....	33
(4.17) Tření na styku klínu zeminy a sloupce horniny nad výrubem dle Bierbaumera.....	34
(4.18) Celkové zatížení stropu výrubu dle Bierbaumera.....	34
(4.19) Maximální tlak na strop dle Bierbaumera .....	34
(4.20) Boční tlak horniny v místě kaloty dle Bierbaumera.....	34
(4.21) Boční tlak horniny v místě počvy dle Bierbaumera .....	34
(4.22) Velikost výslednic bočního tlaku dle Bierbaumera.....	34
(4.23) Vodorovné výpočtové zatížení dle Bierbaumera.....	35
(4.24) Lagrangeův variační princip .....	35
(4.25) Vyjádření smykové pevnosti dle Mohr-Coulomba .....	38
(4.26) Jákyho vztah.....	40
(5.1) Posouzení maximálního tlakového napětí v klenbě v původní konstrukci.....	46
(5.2) Posouzení maximálního tahového napětí v počvě v původní konstrukci.....	47
(5.3) Posouzení maximálního tlakového napětí v oslabené klenbě o 50 cm .....	50
(5.4) Posouzení maximálního tahového napětí v oslabené konstrukci .....	51

## **Seznam příloh**

PŘÍLOHA Č.1 – Příčný řez propustkem – původní stav

PŘÍLOHA Č.2 – Příčný řez propustkem – návrh sanace

## Seznam použitých pramenů

- [1] AMBERG ENGINEERING. *Technischer Bericht. Vorprojekt – statische Berechnung bestehendes Gewölbe und Massnahmen*. Regensburg, 2019
- [2] AMBERG ENGINEERING. *Protokolle\_Sondagen*
- [3] AMBERG ENGINEERING. *Fotodokumentace*
- [4] MATERIAL TECHNIK AM BAU. *Materialtechnische Untersuchung des Durchlasses*. Schinznach Dorf, 2018
- [5] JENEŠ, Rostislav a Božena PODROUŽKOVÁ. *Zděné konstrukce*. Brno, 2005  
dostupné z: [http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL06-Zdene%20konstrukce%20\(S\)/MS1-Zaklady%20navrhovani.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL06-Zdene%20konstrukce%20(S)/MS1-Zaklady%20navrhovani.pdf)
- [6] JANČIČKOVÁ, Marie. *Zatížení ostění podzemních staveb*. Praha, 2017. Dostupné z: [http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2018/01/09\\_zatizeni\\_osteni\\_podzemnich\\_staveb.pdf](http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2018/01/09_zatizeni_osteni_podzemnich_staveb.pdf)
- [7] PRUŠKA, Jan. *Podzemní stavby (návod pro cvičení)*. ČVUT v Praze, 2000
- [8] MIDAS CZ/SK. Dostupné z: <https://www.midas-sw.cz/midas-gts-nx/>
- [9] HRUBEŠOVÁ, Eva. *Modelování v geotechnice*. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/06-metoda-konecných-prvku.pdf>
- [10] HRUBEŠOVÁ, Eva. *Modelování v geotechnice*. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/03-konstitutivni-modelovani.pdf>
- [11] HORÁK, Vlastimil. MATĚJČEK, Jiří. LACINA, Jaroslav. *Metodická příručka pro přípravu sanací tunelů*. Brno, 2016